Ludger O. Suárez-Burgoa

Descripción del MACIZO ROCOSO

Introducción a la ingeniería de rocas de superficie y subterránea

Segunda Edición, Revisada (Versión Electrónica)

MARZO, 2015

Sin editorial aún – Medellín

Ludger O. Suárez-Burgoa es Doctor en Geotecnia de la *Universidade de Brasília* (UnB) de Brasil con maestría en ingeniería geotécnica de la Universidad Nacional de Colombia (UNAL) y graduado como ingeniero civil de la Universidad Mayor de San Andrés de Bolivia (UMSA). En la actualidad es Profesor Asistente a dedicación exclusiva del Departamento de Ingeniería Civil de la Facultad de Minas de la UNAL en Medellín. Ha desarrollado actividades como consultor e investigador por más de diez años en el campo de la geotecnia civil y minera en Bolivia, Chile, Brasil y Colombia. Ha escrito más de treinta artículos científicos relacionados con la mecánica de suelos y rocas, presentados en diferentes congresos y revistas.

A mi esposa Nathalia y a mi hija Ana Sofía, por su amor y comprensión durante la realización de este libro, y a mis padres Milton y Rosario por ser mis formadores.

A la memoria de Delicia Humérez Estrada (1923 – 2009).

Prólogo

Mi primer encuentro con la mecánica de macizos rocosos (i.e. mecánica de rocas) ocurrió a mediados de mi carrera de pre-grado, a través de un curso corto en el año 1997 en La Paz–Bolivia, organizado por ingenieros bolivianos que retornaron de la conclusión de sus cursos de post-grado de países como Chile y Alemania. Aquel curso tenía el título *Seminario Internacional de Geotecnia y Mecánica de Rocas* y contó con la especial participación del Profesor Michel Van Sint Jan, de la Universidad Católica de Chile. En esa primera experiencia, mi comprensión de esta disciplina fue mínima; no obstante, este nuevo campo de la geotecnia no dejó de llamarme la atención.

Pasados los años, hasta la finalización de mi carrera, no era común escuchar de esa disciplina en las materias superiores de la carrera de ingeniería civil, a más del comentario de un profesor de mecánica de suelos que me manifestó, ante mi insistente curiosidad sobre el tema, que la mecánica de rocas era complicada. Dicho comentario, más que desanimarme me hizo decidir mi próxima orientación profesional.

Al salir como ingeniero civil me involucré en el Laboratorio de Geotecnia de la universidad estatal boliviana Mayor de San Simón, donde también con mucho esfuerzo se logró transmitir el mensaje que la geotecnia involucra mucho de la todavía poco conocida y poco practicada disciplina de la mecánica de macizos rocosos. Para aprender de esta disciplina tuve que trasladarme y vivir en diferentes países y ciudades de Sudamérica, siguiendo los pasos a los grandes proyectos de desarrollo de la región. En forma paralela busqué asistir a diversos congresos nacionales y regionales, así como a congresos internacionales con fines de definir el nivel de conocimientos y técnicas de la disciplina en Sudamérica.

Durante este proceso voy aprendiendo, que la mecánica de macizos rocosos no tiene nada de *complicada*, pero sí es poco conocida, poco difundida y poco promocionada, y por esas razones es tal vez evitada y estigmatizada. Sin embargo, pude apreciar que en la región de Sudamérica aún no se practica al pleno los conceptos ni la tecnología que brinda la mecánica e ingeniería de rocas. Por ejemplo: 1) que en una gran mayoría de las universidades no se imparte en pre-grado un curso académico de *Mecánica de Rocas*, y en forma muy tímida se imparte un curso en post-grado, a veces compartida con disciplinas de *estabilidad*

de taludes u *obras subterráneas*; 2) no se está desarrollando la suficiente tecnología local para la práctica de la disciplina, situación que hace mantener una dependencia de tecnología extranjera, muchas veces inaccesible económicamente en la mayoría de los proyectos (e.g. programas computacionales, equipos) y sin ninguna retribución para la transferencia de tecnologías; 3) para la descripción del material rocoso no se hacen ensayos de laboratorio especializados por falta de suficientes y apropiados laboratorios, y se recurre al uso de bases de datos de rocas mundiales con simples e intuitivas apreciaciones en el sitio basadas en la *experiencia*; 4) no se practican ensayos de campo especializados; 5) no se tiene la costumbre de la estimación del tensor de esfuerzos naturales en sitio; 6) la obtención y el empleo de los *índices de caracterización de macizos rocosos* no se hacen de acuerdo con la metodología propuesta por los autores que los sugieren; 7) los modelos numéricos son corridos sin ninguna previa validación de los parámetros de entrada y sin ninguna posterior validación de los resultados.

Deseo que el presente libro sea una herramienta que aumente nuestro interés para una correcta práctica de la ingeniería de rocas y sea un medio para incentivar la innovación y el desarrollo tecnológico de la región.

Medellín, marzo de 2015 *Ludger O. Suárez-Burgoa*

Prefacio

Un texto como éste, escrito por un solo autor, da una cierta e inevitable singularidad de pensamiento, criterio y lenguaje, que muchas veces puede sesgar el conocimiento a un determinado punto. Sin embargo también tiene una gran ventaja, las opiniones expresadas y la contribución individual son siempre compatibles, situación que es difícil lograr cuando se elabora un libro con el aporte de varios autores. Otra particularidad, de un libro de un autor, es el tiempo invertido para la preparación cuidadosa y analítica del texto, las figuras y cuadros; situación que resulta el tener bajas probabilidades de finalizar la obra. Sin embargo, gracias al incentivo encontrado en el mismo libro y sus potenciales lectores fue posible tener la segunda edición del presente libro.

En la primera edición, de septiembre de 2010, se dedicaron once capítulos para explicar en forma general el proceso de descripción del macizo rocoso. Esa edición tuvo un tiraje de 100 unidades y fue publicado en formato electrónico y de forma gratuita. En esta segunda edición se ampliaron casi la totalidad de los capítulos, se añadieron figuras y cuadros, y se aumentó un capítulo muy importante titulado *campo de presiones de agua* que considera a las presiones de agua como un campo especial de esfuerzos, tanto naturales como inducidas.

Esta nueva edición sale al mercado en formato impreso en virtud de un proyecto editorial personal, cuya misión es de difundir el conocimiento producido, garantizado con su sello, proyectos editoriales de calidad que logran contribuir y enriquecer el patrimonio académico, cultural y artístico de la sociedad.

El presente libro describe en once capítulos los conceptos y la metodología básicos que posibilitará la consecución de estudios de mecánica de macizos rocosos para las obras civiles, mineras y petroleras —sean de superficie y subterráneas— a partir de un paso inicial pero fundamental que es la *descripción del macizo rocoso*. Éste es un resumen de varios textos de libros, artículos en revistas indexadas locales e internacionales y memorias de congresos, con énfasis realizados en la región sudamericana, además del aporte de la experiencia de trabajo e investigación que el autor tiene en este campo.

El libro pretende ser una guía inicial para profesionales de ingeniería que estén relacionados de algún modo con la roca (i.e. material rocoso y macizo rocoso). Su principal finalidad es hacer reflexionar sobre el proceso de descripción del macizo rocoso, e inducir una consulta más exhaustiva de los trabajos científicos publicados y referenciados en este libro.
El libro está estructurado según una propuesta que considera que la mecánica del macizo rocoso y la ingeniería de rocas se enseña en cinco cursos de educación superior: descripción del macizo rocoso (curso introductorio), caracterización del macizo rocoso (curso básico), mecánica de macizos rocosos (curso avanzado 1), modelos en macizos rocosos (curso avanzado 2), y aplicación de la ingeniería de rocas y aprovechamiento de macizos rocosos (curso especializado). Este libro es una alternativa para complementar el conocimiento del primer curso de enseñanza de este campo de la ingeniería.
Lo que se pretendió es darle al libro un orden donde se presenten los temas en función a los pasos que uno tiene que seguir para cumplir con el cometido inicial de *descripción del macizo rocoso*. No es necesario que la lectura del libro sea de forma ordenada. El lector también podrá moverse a través del mismo auxiliado por el índice de contenido o el índice temático, éste último ubicado al final del libro. En muchos casos, al lado de algunos términos empleados, se encuentra entre paréntesis y con *cursiva* el término equivalente en el idioma inglés, que en la actualidad es la lengua en el que se está difundiendo a nivel mundial el estado del conocimiento en este campo. Esto tiene el fin de relacionar al lector con el término en inglés, orientar hacia qué término se está haciendo referencia ó de brindar información adicional del *nombre genérico*. Asimismo, tiene el objeto que el lector encuentre un término mejor al que se está empleando en el presente libro o lo traduzca al término más usado en su respectivo país.
De igual manera, en este libro se emplearon siglas o acrónimos, derivados del idioma inglés, ya que éstos son estandarizados y de uso internacional. Otros son particulares de este libro, que tienen el objetivo de evitar la repetición extensa de un mismo término. También se usaron las abreviaciones i.e. y e.g. referentes a *id est* y *expendi gratia*, respectivamente; para aclarar o ejemplificar algún término u oración.
Todas la unidades empleadas en el libro están de acuerdo al Sistema Internacional de Unidades (SI) basados en un sistema de dimensiones [longitud]= metro, [fuerza]= newton y [tiempo]= segundo, donde se asume que la aceleración de la gravedad (g) es una constante de valor igual a $9{,}81\,\mathrm{m\,s^{-2}}$. Excepciones se tienen en la dimensión del [ángulo plano], que se emplea aquí el grado en vez del radian, y en ciertas ecuaciones empíricas donde las dimensiones fueron planteadas por sus respectivos autores en el sistema de unidades Inglés/Americano.
La dimensión más empleada en este libro es la del esfuerzo mecánico, que en el SI y para uso de la mecánica de macizos rocosos es el *megapascal* (MPa). Un megapascal es igual a un millón de veces el esfuerzo producido por la acción de una fuerza de 1 N sobre un área de $1\,\mathrm{m^2}$ de superficie, equivalente en forma aproximada a una presión de columna de agua de 100 m o a 37 m de sobrecapa de material rocoso. Los signos positivos y negativos adoptados para los esfuerzos y deformaciones son el de compresión y contracción (i.e. acortamiento), respectivamente (i.e. convención de signos de las ciencias geológicas).

Las conversiones útiles son:

$1\,\mathrm{MPa} = 10^6\,\mathrm{N\,m^{-2}}$
$0{,}001\,\mathrm{MPa} = 1\,\mathrm{kPa} = 20{,}9\,\mathrm{lb\,ft^{-2}}$
$1\,\mathrm{MPa} = 10\,\mathrm{bar} = 10{,}2\,\mathrm{kg\,cm^{-2}} = 145\,\mathrm{lb\,in^{-2}}$
$100\,\mathrm{MPa} = 1\,\mathrm{kbar} = 6{,}47\,\mathrm{ton\,in^{-2}}$
$1\,\mathrm{J\,m^{-2}} = 1000\,\mathrm{erg\,cm^{-2}}$

Si el lector desea profundizar más en cualquier tema del presente libro, podrá consultar las innumerables referencias citadas en el mismo.
Finalmente comentar que este libro fue editado y compilado en LaTeX2ε con algoritmo de separación de palabras del idioma español desarrollado por el proyecto CervanTeX.
Se espera que el presente libro sea de gran utilidad para el público lector y que su impacto sea positivo y duradero.

Medellín,
marzo de 2015 *Ludger O. Suárez-Burgoa*

Agradecimientos

Algunas de las figuras originales fueron re-diagramadas, modificadas y/o traducidas, resultando en figuras derivadas (*derivative artwork*). A continuación se detalla las fuentes originales que son agradecidas:

EDITORES

Companhia Editora Nacional: por la Figura 3.1; Oliver & Boyd Editors: por las Figuras 3.10 y 7.11; PHI Learning Private Limited: por la Figura 5.1; Springer Verlag: por la Figura 6.4; Thomas Telford: por la Figura 9.2.

EDITORES REVISTAS INDEXADAS

Facultad de Minas de la Universidad Nacional de Colombia de *DYNA*: por la Figura 3.8; American Geophysical Union de *Journal of Geophysical Research*: por las Figuras 7.15 y 7.27a; Geological Society of America de *Bulletin of the Geological Society of America*: por las Figuras 3.6 y 8.1; y de *Geology*: por la Figura 3.9; GeoScienceWorld de *Bulletin de la Societe Geologique de France*: por la Figura 7.12; ScienceDirect de *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*: por las Figuras 4.7, 7.23, 7.24 y 9.2; de *Precambrian Research*: por la Figura 2.3; de *Tectonophysics*: por la Figura 7.14; y de *Journal of Asian Earth Sciences*: por la Figura 7.27b; South African Institute of Mining and Metallurgy de *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*: por la Figura 7.25; Springer Verlag de *Rock Mechanics and Rock Engineering*: por las Figuras 10.38 y 10.39.

ORGANIZACIONES

American Association of Petroleum Geologists: por las Figuras 3.11, 3.12 y 4.14; Associação Brasileira de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica: por la Figura 10.18; Atlas Copco: por la Figura 6.19; Bachi Soletahce: por la Figura 6.12; Construction Industry Research and Information Association: por las Figuras 3.2 y 3.3; Environmental Systems and Services: por la Figura 7.20; European Committee for Standarization: por la Figura 9.2; Golder Associates Inc.: por la Figura 4.6; Interfels GmbH: por la Figura 9.3; International Society of Rock Mechanics: por las Figuras 6.9, 9.8, 9.9 y 10.10; Karlsruhe Universität: por la Figura **??**; Science Museum Pictorial: por la Figura 1.14; Sociedad Argentina de Ingeniería

Geotécnica: por las Figuras 1.11 y 3.13; Sociedad Colombiana de Geotecnia: por la Figura 8.5; South African Institute of Mining and Metallurgy: por la Figura 7.5; United States of America Bureau of Mines: por la Figura 7.19; United States of America Geological Survey: por la Figura 2.2; Universidad Mayor de San Simón: por las Figuras 6.1, 10.9, 5.5 y 10.33; University of Bremen: por la Figura 2.4; University of Hong Kong: por las Figuras 10.42 y 10.44; University of Illinois: por la Figura 10.11; Univesiteit Gent: por la Figura 10.25.

PERSONAS

Alex Cheng & M.A. Biot: por la Figura 1.15; Bernardo Cunha: por la Figura 1.5; Carlos Andrés Pérez Eulate: por la Figura 1.12; David Pratt: por la Figura 1.9. João Luís Armelin: por las Figuras 1.17b, 1.16, 6.24, 7.18, 7.26 y 10.34; Luís Tejada Cervantes: por la Figura 4.13; Michel Van Sint Jan: por la Figura 1.17a; Milton Suárez Montero: por la Figura 3.14; Oswaldo Ordoñez Carmona: por la Figura 1.4; y Wilson W. Manríquez: por la Figura 1.3.

NOTA DEL EDITOR DEL PRESENTE LIBRO

Se hizo todos los esfuerzos para identificar la fuente original de las figuras. El editor del presente libro está abierto a recibir comentarios acerca de cualquier error u omisión, y serán agradecidos y corregidos en las futuras ediciones del libro.

Índice general

1. Introducción 1
1.1. La mecánica de macizos rocosos 1
1.2. El hombre y los macizos rocosos 6
1.2.1. Las leyendas 6
1.2.2. La prehistoria 8
1.2.3. Las primeras civilizaciones 9
1.2.4. Desde la Colonia hasta los tiempos modernos 10
1.2.5. Presente y futuro inmediato 15
1.3. La ingeniería de rocas como disciplina 16
1.4. Estado del conocimiento y práctica en Sudamérica 22
Actividades 26

2. Continente Sudamericano 27
2.1. Generalidades 27
2.2. Escala de tiempo geológico 28
2.3. Deriva continental 28
2.4. Regiones morfoestructurales 30
2.5. Descripción Geológica 34
2.5.1. Macro-región de la Plataforma Sudamericana 35
2.5.2. Macro-región de la Plataforma Patagónica 41
2.5.3. Macro-región de la Cordillera de Los Andes 42
2.5.4. Características paleontológicas 51
Actividades 55

3. Geología Regional y Local 56
3.1. Descripción geológica regional 56
3.1.1. Actividad sísmica 57
3.1.2. Suelo y roca 58

3.1.3. Estructuras regionales 66
3.2. Descripción geológica local o del sitio 79
Actividades 84

4. Trabajo de Ingeniería 85
4.1. Alcances del trabajo de ingeniería 85
4.2. Recopilación de información 89
4.3. Reconocimiento aéreo 89
4.4. Levantamiento topográfico 90
4.5. Reconocimiento visual de campo 91
4.6. Toma de fotografías como registro 94
4.7. Levantamiento del macizo rocoso 98
4.7.1. Plan de levantamiento 101
4.7.2. Levantamiento parcial por línea de rastreo 103
4.7.3. Levantamiento parcial por polilínea de rastreo 103
4.7.4. Levantamiento parcial por circunferencia de rastreo 104
4.7.5. Levantamiento parcial por ventanas de exploración 104
4.7.6. Levantamiento total 104
4.8. Obtención de información del macizo rocoso 105
4.8.1. Métodos remotos 106
4.8.2. Métodos por contacto 110
4.8.3. Topografía como apoyo a la toma de datos 136
Actividades 138

5. Prospección no Destructiva 141
5.1. La geofísica de exploración 141
5.2. Prospección geofísica de superfície 144
5.2.1. Refracción sísmica 144
5.2.2. Reflexión sísmica 148
5.2.3. Resistividad eléctrica 149
5.3. Prospección geofísica de profundidad 154
5.3.1. Diagrafía eléctrica 156
5.3.2. Geofísica de hoyos cruzados en base de pozo 157
5.4. Geofísica de mayores profundidades 159

6. Prospección Destructiva 161
6.1. Obtención de muestras 161
6.1.1. Extracción manual 162
6.1.2. Extracción con químicos 169
6.1.3. Extracción mecanizada 169
6.1.4. Cuarteo de muestras 169
6.1.5. Transporte y almacenamiento 172

6.2. Barrenación y perforación 172
6.3. Barrenaciones 176
6.3.1. Barrenación manual 176
6.3.2. Barrenación ligera a percusión por cable 177
6.3.3. Barrenación por lavado del hoyo 178
6.3.4. Barrenación Becker 180
6.3.5. Barrenación a percusión neumática 181
6.3.6. Barrenación por circulación reversa 182
6.4. Perforaciones 183
6.4.1. Perforación manual 184
6.4.2. Perforación por avance de hélice continua 185
6.4.3. Perforación por hélice corta 187
6.4.4. Perforación por balde 188
6.4.5. Perforación por corte anular 189
6.4.6. Perforación por trituración 198
6.4.7. Perforación a roto-percusión ODEX 199
6.4.8. Perforaciones profundas 200
6.4.9. Perforación orientada 201
6.5. Interpretación de núcleos 202
6.6. Calicatas y trincheras 206
6.7. Galerías y pozos de exploración 209

7. Campo de Tensores de Esfuerzos Naturales 213
7.1. Generalidades 213
7.2. Fuerza, esfuerzo, tensor y campo de tensores 214
7.3. Representación del tensor de esfuerzos 218
7.4. Términos relativos a esfuerzos o tensores 221
7.5. Modelos de campo de tensores de esfuerzos naturales 223
7.5.1. Litostático según la regla de Heim 226
7.5.2. Triaxial axisimétrico según la teoría de la elasticidad 228
7.5.3. Triaxial axisimétrico según el concepto de pre-consolidación 229
7.5.4. Triaxial en campo tectonizado 229
7.6. Campo de tensores de esfuerzos naturales a escalas regionales 231
7.6.1. Modelo de regímenes de falla de Anderson 231
7.6.2. Medidas de mecanismos focales de sismos 233
7.6.3. Medida de vectores de deslizamiento en fallas estriadas 236
7.6.4. El mapa de esfuerzos del mundo 238
7.7. Campo de tensores de esfuerzos naturales a escalas locales 239
7.7.1. Inversión de datos puntuales 239
7.7.2. Método integrado de determinación de esfuerzos 240
7.7.3. Discontinuidades como indicadores del campo de tensores de esfuerzos 240

7.7.4. Otros métodos y criterios 242
7.8. Estimación puntual del tensor de esfuerzos 242
7.8.1. Método de fracturación hidráulica 244
7.8.2. Método de fracturación hidráulica en fracturas pre-existentes 247
7.8.3. Métodos de alivio en hoyos de perforación 248
7.8.4. Método por gatos planos 258
7.8.5. Método de análisis de rompimientos 259
7.8.6. Fenómeno de fragmentación en discos de núcleos 261
7.8.7. Método WASM-AE 262
7.9. Estrategia sugerida por la ISRM para la estimación del CTEN 263
7.10. Campo de tensores de esfuerzos residuales 266

8. Campo de Presiones de Fluidos 269
8.1. Introducción 269
8.2. Unidades hidroestratigráficas 272
8.3. Esfuerzo efectivo 272
8.4. Estimaciones a escalas locales 273
8.5. Estimaciones a escalas puntuales 275
8.6. Ensayos de infiltración, permeabilidad y flujo 276
8.6.1. Pozos de inspección 276
8.6.2. Ensayos de infiltración 276
8.6.3. Ensayos de permeabilidad 280
8.6.4. Prueba de bombeo 283
8.6.5. Pruebas durante barrenación en circulación reversa 284
8.6.6. Ensayo Lugeon 285

9. Ensayos de Campo 286
9.1. Introducción 286
9.2. Densidad en sitio 287
9.3. Ensayos de impacto 287
9.4. Ensayos de propagación de ondas 294
9.5. Ensayos de penetración 294
9.6. Ensayos de deformación 295
9.6.1. Ensayo de gato plano 295
9.6.2. Carga diametral 299
9.6.3. Carga por presión en cámara 299
9.6.4. Carga multi-diametral 300
9.6.5. Ensayo de relajación de cavidad 301
9.7. Ensayos de resistencia en macizo rocoso 302
9.7.1. Carga a compresión uniaxial 302
9.7.2. Carga a compresión triaxial 303
9.8. Ensayos de resistencia en discontinuidades 304

9.8.1. Corte directo *in-situ* 304
9.9. Ensayos en hoyos de perforación 311
9.9.1. Ensayos presiométricos 311
9.9.2. Ensayos dilatométricos 315

10. Ensayos de Laboratorio 316
10.1. Introducción 316
10.2. Identificación 316
10.2.1. Análisis petrográfico de secciones delgadas 317
10.2.2. Ensayo de Difracción de Rayos X 320
10.2.3. Espectrometría de masa con fuente de plasma acoplada por inducción 320
10.2.4. Barrido con microscopio electrónico 321
10.2.5. Pruebas de datación 321
10.3. Preparación de cuerpos de prueba 322
10.3.1. Cilíndricos 323
10.3.2. Prismáticos 327
10.3.3. Preparaciones especiales 327
10.3.4. Selección de cuerpos de prueba 328
10.4. Pruebas índice 329
10.4.1. Contenido de humedad 329
10.4.2. Color 329
10.4.3. Impresión en porcelana 330
10.4.4. Dureza 331
10.4.5. Gravedad específica 339
10.4.6. Peso unitario y densidad 341
10.4.7. Porosidad 342
10.4.8. Ensayo de permeabilidad 349
10.4.9. Pruebas de rebote 349
10.4.10. Velocidad de propagación de ondas sónicas y ultrasónicas 351
10.4.11. Coeficiente de restitución 356
10.5. Ensayos indirectos básicos 358
10.5.1. Carga puntual simple 358
10.5.2. Carga puntual múltiple 365
10.5.3. Ensayo de punzado de bloque 367
10.6. Técnicas para ensayos especializados en materiales rocosos 369
10.6.1. Prensas universales 369
10.6.2. Técnicas de aplicación de cargas 374
10.7. Ensayos en superficies de discontinuidades 380
10.7.1. Mesa inclinada 380
10.7.2. Pruebas esclerométricas 381
10.7.3. Corte directo 382

10.7.4. Ensayos en rellenos de discontinuidades 390
10.8. Ensayos en material rocoso continuo 394
10.8.1. Tracción directa 395
10.8.2. Tracción indirecta 396
10.8.3. Tracción directa *vs.* tracción indirecta 403
10.8.4. Compresión uniaxial 403
10.8.5. Compresión triaxial axisimétrica 407
10.8.6. Poliaxial o triaxial verdadero 409
10.8.7. Biaxial o triaxial verdadero restricto 412
10.8.8. Cilíndrico hueco 412
10.9. Otros ensayos 413
10.9.1. Durabilidad 413
10.9.2. Índice de vacíos y absorción rápida 418
10.9.3. Desleimiento 418
10.9.4. Potencial de desintegración 421
10.9.5. Abrasividad 422
10.9.6. Estallivilidad 424
10.9.7. Pérdida de masa 424
10.9.8. Residuo insolule 425
10.9.9. Capacidad de intercambio catiónico 425

11. Epílogo 426

Referencias 428

Índice alfabético 461

Siglas y Acrónimos

API	*American Petroleum Institute*, Instituto Americano del Petróleo
ASR	*Anelastic Strain Recovery*, recuperación de deformaciones inelásticas
ASTM	*American Standard of Testing Materials*, Estándares Americanos de Ensayo de Materiales
BBO	*Bore-Hole Breackouts*, rompimientos en hoyos de perforación
BDG	*Borehole Deformation Gage*, Celda de deformación en hoyo
BDI	*Brazilian Deformational Index*, índice de deformación del ensayo brasilero
BHTV	*Borehole Acoustic Televiewer*, tele-pantalla acústica de hoyos
BJSF	*Borehole Jack Single-Fracture probe*, sonda de simple fractura
BPI	*Block Punch Index*, índice de punzado de bloque
BKPT	*Becker Penetration Test*, ensayo de Penetración de Becker
BPT	*Block Punch Test*, ensayo de punzado de bloque
BR	*Borehole Relief*, alivio de hoyo
BT	*Brazilian Test*, ensayo brasilero
CCBO	*Compact Conical-ended Borehole Overcoring*, celda compacta de sobreperforación de hoyo de punta cónica
CEC	*Cation Exchange Capacity*, capacidad de intercambio catiónico
CP	cuerpo de prueba
CSIR	*South African Council for Scientific and Industrial Research*, Consejo Sudafricano para la Investigación Científica e Industrial
CSIRO	*Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization*, Organización para la Investigación Científica e Industrial de la Mancomunidad
CSM	*Colorado School of Mines*, Escuela de Minas de Colorado
CSMR	Congreso Sudamericano de Mecánica de Rocas
DCCBO	*Downward Compact Conical-ended Borehole Overcoring*, celda inmersa compacta de sobreperforación de hoyo de punta cónica
DCTT	*Departamento de Apoio e Controle Técnico*, Departamento de Apoyo y Control Técnico

DDGS	*Deep Doorstopper Gauge System*, equipo de sonda profunda tipo *ataja-puerta*
DF	*Double-Fracture probe*, sonda de doble fractura
DTH	*Down the hole*, martillo de fondo
DTT	*Direct Traction Test*, ensayo de tracción directa
EN	*European Norm*, Norma Europea
ERT	*Electrical Resistivity Tomography*, tomografía de resistividad eléctrica
FJ	*Flat Jack*, gato plano
FPBT	*Four Point Beam Test*, ensayo de flexión de cuatro puntos
GIS	*Geographical Information System*, sistema de información geográfica
GPS	*Global Positioning System*), sistema de posicionamiento global
GTS	*Geological Time Scale*, escala de tiempo geológico
HCDM	*Hand Held Core Drilling Machine*, máquina manual de perforación de núcleos
HF	*Hydraulic Fracturing*, fracturación hidráulica
HT	*Hoop Test*, ensayo del aro
HTPF	*Hydraulic Testing of Pre-Existing Fractures*, fracturación hidráulica en fracturas pre-existentes
ICP-MS	*Inductively Coupled Plasma Mass Spectroscopy*, espectrometría de masa con fuente de plasma acoplada inductivamente
ICS	*International Commission on Stratigraphy*, Comisión Internacional sobre Estratigrafía
IP	*Induced Polarization*, polarización inducida
IPT	*Instituto de Pesquisas do Estado de São Paulo*, Instituto de Investigaciones del Estado de São Paulo
ISRM	*International Society of Rock Mechanics*, Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas
IST	*In-situ Stress Tool*, Herramienta de esfuerzo en sitio
JCS	*Joint Compressive Strength*, resistencia a compresión de la superficie de la discontinuidad expuesta
LDS	*Longwall Drum Shearer*, cortador de tambor largo
LFJ	*Large Flat Jack*, gato plano grande
LNEC	*Laboratório Nacional de Engenharia Civil*, Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil
LT	*Luong Test*, ensayo Luong
LUT	*LuleåUniversity of Technology*, Universidad Tecnológica de Luleå
LVDT	*Linear Variable Differential Transformer*, transformador variable diferencial lineal
MPBX	*Multiple Point Borehole Extensometer*, extensómetros de posición múltiple
MPLT	*Multiple Point Load Test*, carga puntual múltiple
MPM	*Menard Pressuremeter*, presurímetros de tipo Menard
NG	*Natural Gamma*, gamma natural
OC	*Overcoring*, Sobreperforación

ODEX	*Overburden Drilling with an ECCentric bit*, perforación de sobrecapa con broca excéntrica
OPTV	*Borehole Optical Televiewer*, tele-pantalla óptica de hoyos
PJT	*Plate Jacking Test*, ensayo de gateo de placa
PLLT	*Plate Loading Test*, ensayo de carga de placa
PLT	*Point Load Test*, ensayo de carga puntual simple
PMS	Placa Mixta Sudamericana
PMT	*Pressuremeter Test*, ensayo del presiómetro
RCM	*Remote Control Multiplexer*, control remoto multiplexador
RM	*Relief Method*, método de alivio
RQD	*Rock Quality Designation*, índice de calidad de la roca
RT	*Ring Test*, ensayo del anillo
SBPM	*Self Boring Pressuremeter Test*, ensayo presiométrico auto-perforante
SCG	Sociedad Colombiana de Geotecnia
SCDA	*Soundless Chemical Demolition Agents*, agentes de demolición química sin sonido
SEM	*Scannig Electron Microscopy*, barrido con microscopio electrónico
SF	*Sleeve Fracturing*), fracturación mecánica
SFJ	*Small Flat Jack*, gato plano pequeño
SHI	*Shore Hardness Index*, índice de Dureza Shore
SI	Sistema Internacional de Unidades
SP	*Spontaneous Potential*potencial espontáneo
SPR	*Single Point Resistance*resistencia de punto sencillo
SPT	*Standard Penetration Test*, ensayo de penetración dinámica estándar
SR	*Surface Relief*, alivio de superficie
SSPB	*Swedish State Power Board*, Comité de Energía Estatal Sueca
STT	*Stress Tensor Tube*, tubo de tensor de esfuerzos
TAV	Tren de Alta Velocidad
TBM	*Tunnel Boring Machine*, tuneladora
TCS	*Triaxial Compressive Strength*, resistencia a compresión triaxial
TES	*Transversal Electrical Sounding*, sondeo eléctrico transversal
TSC	*Triaxial Strain Cell*, celda de deformación triaxial
UC	*Undercoring*, medidas con núcleo presente
UCS	*Uniaxial Compressive Strength*, resistencia a compresión uniaxial
USBM	*U.S. Bureau of Mines*, Oficina de Minas de los Estados Unidos de Norteamérica
VES	*Vertical Electrical Sounding*, sondeo eléctrico vertical)
VOC	*Volatile Organic Compounds*, componentes orgánicos volátiles
VW	*Vibrating Wire*, cable vibratório
XRD	*X-Ray Diffraction*, difracción de rayos X

Capítulo 1
Introducción

Resumen En este primer capítulo, se habla de la mecánica de macizos rocosos desde su inicio hasta la instauración de ésta como una disciplina técnico-científica, además de lo que se espera de ella en el futuro para la región de Sudamérica.

1.1. La mecánica de macizos rocosos

Describir es el proceso de explicar en forma detallada, las cualidades, características o circunstancias de algún fenómeno u objeto mediante un proceso de observación de determinados atributos peculiares, dentro de un marco conceptual pre-establecido. El objetivo de la descripción es que el fenómeno u objeto se distinga de forma clara respecto los otros. *Caracterizar* es el proceso de describir la condición del fenómeno u objeto y asignarle una clase a los diferentes aspectos que aquello presenta [403]. La caracterización y la descripción están en una frontera conceptual ambigua, pero en definitiva caracterizar implica hacer algo más que sólo describir, implica: definir clases y formular su estructura, relaciones y reglas entre clases.

Sin embargo, la caracterización no es *a priori* una clasificación. El requisito lógico de una clasificación es de ser una caracterización exhaustiva y mutuamente exclusiva, es decir que cada objeto en ella debe pertenecer a una sola y única clase. Este requisito es muy difícil de cumplir en materiales tan complejos como los macizos rocosos; y es por ello que pese a que muchos profesionales hablan de una *clasificación de macizos rocosos*, en la realidad y hasta ahora no existe tal clasificación para estos materiales que cumpla con las reglas esenciales de la taxonomía (lo que sí se cumple para el caso del material rocoso).

Es por esta razón que el fin de este libro se dirige, y por el momento, a la descripción del macizo rocoso (i.e. objeto) dentro del marco conceptual de la disciplina de la *mecánica*

de rocas (i.e. mecánica de macizos rocosos). El fin de describir el macizo rocoso según este contexto, será por consiguiente determinar las propiedades del mismo, que influyen en los fenómenos mecánicos que se desean estudiar con fines de aplicación a los problemas de ingeniería, por ejemplo: caracterización del macizo rocoso, flujo de fluidos dentro del macizo rocoso, soporte y deformación del macizo rocoso, y disipación de energía en el mismo.

Dentro de un contexto de ingeniería, las propiedades del macizo rocoso pueden ser valores cualitativos o cuantitativos, y muchos de éstos últimos pueden ser parte de variables de entrada o variables de salida de los distintos modelos desarrollados en la ingeniería de rocas, tales como: el modelo de geológico, modelo estructural, modelo del macizo rocoso propiamente dicho y modelo hidro-geológico, que en definitiva conformará el modelo geotécnico-mecánico.

La mecánica de macizos rocosos se convirtió en una disciplina madura donde varios aspectos referentes al comportamiento mecánico en los macizos rocosos están bien entendidos. Es así, que esta disciplina ha ganado reconocimiento, no sólo en las ciencias de la tierra, sino que contribuye a resolver algunos de los mayores retos de la sociedad, tales como el secuestro del dióxido de carbono y la energía geotérmica. Es indudable que el primer paso para la correcta aplicación de la mecánica de macizos rocosos es la correcta y detallada descripción del medio en el cual se desenvuelve.

Debido a que existen diferencias entre roca intacta o material rocoso y macizo rocoso, y este último engloba al primero, se optó en este libro por emplear el término macizo rocoso a lo que en general se le llama *roca*, e inducir de aquí en adelante a hablar de la disciplina de la *mecánica de macizos rocosos*.

Muchos de los ejemplos nombrados en este libro están dentro del contexto del desarrollo de esta disciplina en Sudamérica. En este ámbito, ésta se desarrolló por las demandas de energía y de explotación de recursos naturales no renovables; de superar las adversidades que la geología rocosa presenta, en especial por la imponente Cordillera de Los Andes (Figura 1.1) y los afloramientos del Escudo Continental Sudamericano; así como consecuencia de la necesidad del uso del espacio superficial y subterráneo.

En primera instancia, es necesario resumir que la mecánica de macizos rocosos es la técnica y disciplina teórica y aplicada que tiene el objetivo de estudiar el macizo rocoso (e.g. determinar sus propiedades físicas) con el fin de comprender el comportamiento y reacción mecánica del mismo, ante la aplicación o modificación de diversas fuerzas y esfuerzos generados por las actividades del hombre (e.g. obras civiles y militares, actividades ambientales, energéticas, mineras y petroleras). Los distintos ámbitos de aplicación de la mecánica de macizos rocosos se pueden agrupar en aquellos donde el macizo rocoso constituye:

- la estructura (e.g. excavación de túneles, galerías, taludes);
- el soporte de otras estructuras (e.g. fundaciones de edificios, presas);
- la materia prima para la construcción (e.g. escolleras, pedraplenes, rellenos).

La mecánica de macizos rocosos guarda una estrecha relación con otras disciplinas como: la geología estructural, para conocer los procesos y estructuras tectónicas que afectan al

macizo rocoso; la tectónica, para conocer el estado de esfuerzos en el macizo rocoso y la dinámica de éstos; y la mecánica de suelos, para abordar el estudio de rocas alteradas y meteorizadas en la superficie. La ingeniería geológica engloba tanto el estudio de la mecánica de macizos rocosos como la de suelos para aplicar en las ingenierías relacionadas (i.e. ingenierías civil, minera, ambiental y petrolera), la única disciplina que logró agrupar todas las ingenierías relativas a las ciencias de la tierra.

En la mayoría de los casos el macizo rocoso aparece afectado por discontinuidades o superficies de debilidad que separan bloques de material rocoso y/o roca intacta (Figura 1.2). La presencia de las discontinuidades en el macizo rocoso conllevó a individualizar esta disciplina respecto de la mecánica de suelos. Desde la instauración de la mecánica de rocas como disciplina independiente, los opositores a esta nueva disciplina argumentaron que los principios de la mecánica de suelos (en particular, la interacción entre sólidos y líquidos) eran también aplicables a las rocas. Sin embargo, el mismo Terzaghi estaba seguro de que el alto grado de variabilidad que presentan los macizos rocosos, excluía la posibilidad de obtener información suficiente para una evaluación fiable del comportamiento mecánico del macizo rocoso con los métodos hasta ese entonces disponibles [93].

La caracterización y el estudio del comportamiento mecánico del macizo rocoso son complejos debido a la ya mencionada variabilidad de características y propiedades que presentan junto a un elevado número de factores que los condicionan. Esta complejidad, por ejemplo, no posibilita la construcción o idealización de modelos tan rigurosos y completos como posibilita la mecánica de los sólidos en el medio continuo. Es por esta razón que muchos investigadores afirmaron que la ingeniería de rocas, que es el campo de aplicación de la mecánica del macizo rocoso, tiene más arte que ciencia; aunque esta situación tiende hoy en día a ser más ciencia que arte, debido a que la estimación del comportamiento del

Figura 1.1 Camino carretero que cruza la cordillera de Los Andes. Cordillera Real, camino La Paz–Cotapata, La Paz Bolivia.

macizo rocoso está cada vez más entendido según tres principios básicos de la física: masa, conservación de la cantidad de movimiento, y conservación de energía; y el empleo de las matemáticas en especial la estadística (e.g. estadística direccional) ayudados por el concepto de modelo y la aplicación de las técnicas computacionales. Dentro de este contexto se han desarrollado, aparte de la mecánica clásica de los sólidos en el medio continuo, la mecánica clásica estadística y la mecánica del medio discontinuo.

En la mecánica de macizos rocosos, el proceso de diseño es diferente al aprendido en la mecánica básica de los sólidos, debido a que la condición de carga no es calculable fácil ni en forma exacta. Por ejemplo, las actividades de cortar un talud o excavar una cavidad no imponen una carga como tal, sino altera y redistribuye el campo de esfuerzos existente en el macizo rocoso. Esto obliga a comprender cómo el campo de esfuerzos se altera por las actividades de la ingeniería y cómo el macizo rocoso responderá al cambio de las condiciones de frontera, donde en adición el material no es escogido por el calculista, sino impuesto por la naturaleza.

En el caso de la ingeniería civil, el desarrollo del conocimiento científico y práctico de la mecánica de macizos rocosos es en la actualidad una necesidad, ya que tiene el objeto de construir a la vez obras económicas y seguras. Para el caso de obras con fuerte influencia de eficiencia productiva (e.g. excavaciones subterráneas), se tiene que definir hasta qué proporción uno tiene que invertir en tiempo y dinero para entender el comportamiento mecánico-hidráulico del macizo rocoso, y de qué modo y hasta qué punto uno tiene que demostrar que la obra es la más económica y segura. De este modo, el ingeniero dedicado a la mecánica de macizos rocosos debe también aplicar esta disciplina para minimizar el riesgo geológico, durante las fases de investigación, construcción y operación.

Figura 1.2 Macizo rocoso de la Cantera Santa Rita, Medellín–Colombia.

También, la práctica de la ingeniería civil especializada en la mecánica de macizos rocosos auxilia a las actividades mineras (e.g. minas a tajo abierto y minas subterráneas) (Figura 1.3) y en las actividades petroleras durante los trabajos de perforación de pozos de exploración y producción (Figura 1.4). En este sentido, es necesario diferenciar el objetivo de la aplicación de la mecánica de macizos rocosos. Mientras que en la ingeniería civil las obras tienen el principal objetivo de conseguir la estabilidad del macizo rocoso a corto y largo plazo, en la ingeniería de minas la estabilidad es temporal y puede admitir el colapso posterior del macizo rocoso una vez que se haya alcanzado la explotación del mineral. Asimismo, en la ingeniería petrolera, la estabilidad es necesaria durante todo el proceso de explotación de un pozo profundo. Estas diferencias pueden cambiar en gran forma la manera cómo encarar un problema sobre o dentro del macizo rocoso.
Todos estos argumentos reflejan la necesidad de que en los centros de investigación (i.e. escuelas de geociencias, escuelas de ingeniería civil, escuelas de minas y petróleos) se tenga una unidad de investigación específica para desarrollar la mecánica de macizos rocosos o en forma más global la geomecánica. Finalmente mencionar que si bien en el pasado la característica dominante de las disciplinas relativas a las ciencias de la Tierra fue de diferenciación y hasta un cierto grado de segregación, la intención del enfoque para describir el macizo rocoso debe ser de integración y cooperación entre todas estas disciplinas.

Figura 1.3 Mina de yacimiento argentífero Kori Kollo, Sacaurí Oruro–Bolivia. Localizada a 200 km al SE de la ciudad de La Paz en el departamento de Oruro. La explotación minera fue tipo tajo abierto de extracción convencional con 18×10^6 kg de material de mena por día (29 kg de oro y 85 kg de plata por día) con el 75 % de recuperación.

1.2. El hombre y los macizos rocosos

En esta sección se describe primero la relación del hombre con los macizos rocosos, a través de algunas leyendas que reflejan la naturaleza mística del continente sudamericano, en especial aquellas inmersas dentro de Los Andes. Luego se comenta en forma general esta relación, desde la prehistoria hasta el futuro inmediato. En este sentido se nombran algunas obras antiguas de *piedra* presentes en el continente, que podrán ser estudiadas por la mecánica del macizo rocoso con el fin de encontrar técnicas de conservación de monumentos históricos, actividad que en la actualidad es incentivada por algunos investigadores de esta disciplina. En este campo de acción es aconsejable también considerar los aspectos químicos (e.g. meteorización), arqueológicos y artísticos.

1.2.1. Las leyendas

En leyendas y tradiciones indígenas del continente sudamericano se divulgó la existencia de redes de comunicación y de ciudades subterráneas (pasajes y cámaras subterráneos), que pre-asumiría la aplicación de la mecánica de macizos rocosos mucho antes de las evidencias hasta ahora conocidas. Se dice que los Incas utilizaron para ocultar sus riquezas, sistemas subterráneos ya existentes desde mucho antes, construidos por una raza muy anterior a la Inca, a los que algunos de ellos tenían acceso gracias al legado de sus antepasados.

Figura 1.4 Machín de explotación petrolera San Francisco, Huila–Colombia. Este pozo produce alrededor de 8×10^3 m^3 diarios.

Se cree que existen dos sendas subterráneas principales que parten desde el sistema de túneles construido por los indios Tayos (*Tayu Wari*) en el oriente ecuatoriano: una se dirige al Este hacia la cuenca amazónica en territorio brasileño, y la otra se dirige hacia el Sur, para discurrir por el subsuelo peruano hasta el Cuzco, el lago Titicaca en la frontera con Bolivia, y finalmente alcanzar la zona lindante a Arica, en el extremo norte de Chile. Dentro de este sistema estarían diversas *ciudades* ocultas en la espesura de la Amazonia brasileña que estarían conectadas con otras ciudades interiorizadas en la cordillera de Los Andes [152].
Von Däniken cuenta que los túneles de los Tayos, todos forman ángulos rectos perfectos, algunas secciones son estrechas y otras anchas, la superficie de las paredes son suaves y siempre parecen estar pulidas, los techos son planos y en ciertos sitios parecieran estar cubiertos con un tipo de cristal [136]. Otra creencia de la que se habla es de una caverna, aledaña al río Pastaza al oriente del Ecuador, en la provincia de Morona-Santiago, donde existen placas de oro con escritos jeroglíficos, signos y escrituras ideográficas dentro de obras subterráneas, donde muestran la relación cronológica de la Historia de la humanidad, el origen del hombre sobre la Tierra y los conocimientos científicos de aquella civilización extinguida [204].
Otros mitos mencionan que estas obras subterráneas fueron hechas por seres cuya vida se desarrolla dentro de la corteza terrestre (*intraterrestres*), que han usado esas cavidades como una conexión con el mundo de la superficie. Otros afirman que esas cavidades fueron hechas por seres venidos de otros mundos (extraterrestres) mucho antes de la aparición del ser humano, y que se habría escogido estos túneles subterráneos como lugares para vivir. Ejemplo de ello sería una hipotética ciudad intraterrena de origen extraterrestre, llamada *Erks*, que se dice estaría situada en el interior del Cerro Uritorco, en la provincia de Córdoba en Argentina.
De todos estos mitos descritos, del que mayor información se tiene es de la Caverna de los Tayos aledaña al río Coangos en Ecuador, ya que se comenta que se tienen fotografías después de una expedición multinacional realizada en 1976 [124]. Se describe que es una caverna cobijada en un macizo rocoso de intercalaciones de estratos finos de calizas y lutitas, donde la entrada más grande (de tres posibles) es por un pozo de 65 m de profundidad donde al final llega a una serie de galerías y túneles con un total de 4,6 km de longitud, y una cámara que mide 90 m por 240 m. No obstante por el tipo de roca que alberga a la caverna y la forma de las cavidades, puede tratarse de una caverna natural y no construida como se cree. Las evidencias tangibles de legados acerca de obras subterráneas, en la escala y cantidad mencionada, así como el grado de conocimiento de la mecánica de macizos rocosos en las antepasadas civilizaciones son todavía inciertos.

1.2.2. La prehistoria

El ser humano procede de un grupo de simios llamados homínidos, grupo que se dividió hace 15×10^6 años de los póngidos (e.g. chimpancés, gorilas y orangutanes). El proceso de hominización del género *Homo-sp* empieza con los arcántropos (datados en el Pleistoceno Inferior y Medio) que se considerarían ser los primeros seres humanos. Desde aquel inicio, el género *Homo-sp* se ligó a los macizos rocosos, por su empleo como albergues, y se distinguieron de los australopitecinos (otro género de homínidos) por además emplear utensilios de material rocoso antes del Paleolítico ($2{,}5 \times 10^6$ años a 10×10^3 años).
Para la última era de glaciación ocurrida en Sudamérica, las cavernas naturales fueron el refugio natural del género *Homo-sp*. Ya al final del Paleolítico (i.e. Edad Antigua de Piedra), y sin olvidar de la habilidad de cazadores y recolectores, el género *Homo-sp* se dedicó a expresar sus cualidades artísticas en los afloramientos rocosos. En Brasil, por ejemplo, se han encontrado en Serranópolis en el estado de Goiâs algunas pinturas en afloramientos de roca y sitios semi-subterráneos (i.e. *Grutas das Araras*), de culturas que han empleado las rocas como albergue hace aproximadamente 11×10^3 años (Figura 1.5).
En el Mesolítico y Neolítico (i.e. Edad de la Piedra Pulimentada; entre 7 000 a.c. y el 4 000 a.c., aproximadamente) las nuevas necesidades de la agricultura y construcción de viviendas conllevaron a la fabricación de artefactos de material rocoso.
Luego de esto, surgieron incipientes ciudades que por lo general eran fortificadas, donde el material principal era la roca. Esta necesidad hizo surgir a la minería, que de ahí en adelante será la máxima manifestación del uso del macizo rocoso en beneficio del propio ser humano. Asimismo, por la necesidad de obtener y transportar agua emergieron las primeras

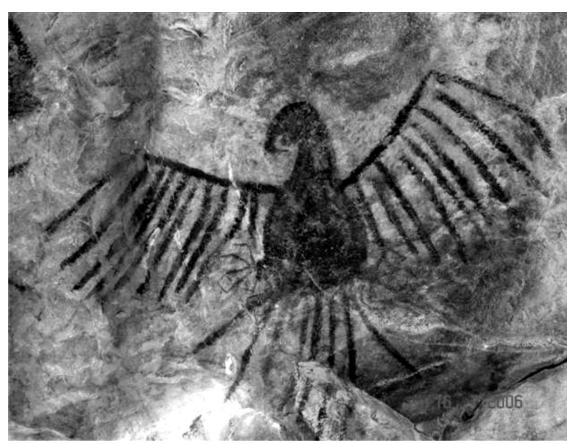


Figura 1.5 Pinturas rupestres de culturas antiguas, Serranópolis, Goiâs–Brasil.

excavaciones subterráneas. Éstas consistieron en galerías excavadas, desde la superficie al pie de la montaña, que llegaban a pozos de ventilación y explotación del acuífero.

1.2.3. Las primeras civilizaciones

En el Neolítico empezaron a edificar las grandes construcciones en roca (i.e. Megalitos). Una de las estructuras antiguas en rocas construidas en el continente Sudamericano son las ruinas de Tihuanacu de 1400 a.c. [Figura 1.6]), ver por ejemplo [150], que son más recientes si se compara con los Megalitos más antiguos del mundo; como las de Stonehenge en Inglaterra (2500 a.c. ó 3100 a.c.), la pirámide Necherjet Dyeser en Egipto (aprox. 2660 a.c.) o el túnel de Belos (aprox. 2200 a.c.), túnel debajo del río Eúfrates que comunicaba el Palacio de Belos y el su respectivo templo en Babilonia. Estos monumentos históricos localizados alrededor de 4 000 m de altura sobre el nivel del mar en el páramo del Altiplano boliviano se conservaron por más de 3 500 años al ataque del intemperismo. Se observan en éstos, después de tantos años, las imágenes labradas en los grandes mono-bloques de roca, aspecto interesante para estimar la tasa de meteorización de la roca en ese ambiente.
En Sudamérica, las obras del más representativo imperio de la región, el Inca (e.g. Sacsayhuaman, Ollantaytambo, Pisac y Machu Pikchu en Cuzco Perú [Figura 1.7], Incallajta en Cochabamba Bolivia [Figura 1.8]), así como de civilizaciones más antiguas (e.g. Chavín [1500 a.c], Tiahuanacota [1500 a.c. o 1400 a.c.]) o grupos étnicos más pequeños (e.g. Chibcha, Quimbayas en Colombia), son ejemplos tangibles de la aplicación que se le dió en el

Figura 1.6 La Puerta del Sol. Una de las varias obras estructurales de la civilización Tiawuanacota (1400 a.c.), La Paz–Bolivia. Se observa los gravados en alto relieve en la roca.

pasado a la actual conocida mecánica de macizos rocosos. La civilización Inca se acredita con la magnífica arquitectura monumental que adorna sus lugares sagrados; donde las paredes de muchos de los monumentos están compuestas por bloques poligonales de piedra situados y enlazados con tal perfección que ni siquiera una hoja de afeitar se puede insertar entre ellos.
A la cultura de Nazca del actual Perú se le atribuye la construcción de interesantes sistemas de túneles, conocidos como *puquios*, y pozos conocidos como *ojos* (Figura 1.9). La mayoría de estas obras tienen menos de un metro cuadrado de sección transversal y se encuentran entre 3 m a 6 m debajo de la superficie. Las paredes de los túneles y galerías están revestidas con piedra de mampostería donde no se empleó ningún tipo de mortero, y los techos están conformados por losas de roca sujetados con entibados de madera. Estas obras subterráneas están conectadas con la superficie por pozos helicoidales llamados *Ojos*.
Mucho se puede aprender y también mucho se puede aportar con la restauración y remediación de los mismos según los actuales conocimientos de la disciplina y ramas paralelas a tales fines.

1.2.4. Desde la Colonia hasta los tiempos modernos

La aplicación de la mecánica de macizos rocosos en las excavaciones subterráneas que surgieron durante las colonias española y portuguesa en el continente sudamericano, es a causa de la explotación minera superficial y subterránea. La más renombrada explotación subterránea de esta época fue la del Cerro Rico de Potosí (en la ciudad de Potosí–Bolivia

Figura 1.7 Aspecto general del sitio arqueológico de Machu Pikchu, Cuzco Perú (1400 d.c.).

antiguo territorio del Alto Perú [Figura 1.10]), aquella mina de plata que financió a la colonia española en el siglo XVI y que fue explotada por más de 450 años. Las galerías dentro de las minas muy rara vez tenían algún tipo de sostenimiento y la ventilación era deficiente. En la región andina, la explotación fue realizada en su mayoría por la modalidad de trabajo de la *mita minera*[1] de los indios. En otras regiones el trabajo minero era realizado por negros esclavos, por consiguiente en ambas modalidades, el abuso y la mortalidad temprana eran altas.

La época de post-independencia de los países sudamericanos (a lo largo del siglo XIX) estuvo marcada por la concreción de las identidades nacionales. Los diferentes gobiernos daban las concesiones mineras a empresarios extranjeros, quienes importaban sus propios expertos para cubrir con los requerimientos tecnológicos de la minería y quienes guardaban con recelo sus conocimientos. Esta situación hizo que no existiese, a partir de esta actividad, una transferencia tecnológica hacia Sudamérica en esta primera etapa. Por otro lado, las obras de ingeniería civil, estaban caracterizadas por pequeños diques, que servían para acumular las aguas pluviales y distribuirlas para saneamiento y riego de los campos, a través de canales y túneles.

Las primeras décadas del siglo XX se vieron marcadas con el nacimiento de escuelas e institutos técnicos, y por otro lado personas nacionales lograban adquirir el conocimiento de la ingeniería por sus estudios en el exterior. Por un lado, las empresas mineras que mantenían su cuerpo técnico importado poco a poco contrataron a los nacionales. Por otro lado, las obras civiles eran emprendidas por los nuevos profesionales nacionales.

Figura 1.8 Pared principal del Templo *Kallanka* del sitio arqueológico de Incallajta, Pocona provincia Carrasco, Cochabamba Bolivia (760 d.c.).

[1] *Mita* del idioma Quechua significa *turno del trabajo*, que se tornó en una especie de esclavitud con un salario mal pago.

Hasta antes del primer decalustro del siglo XX, muy poco interés existió en la minería para considerar el macizo rocoso como el principal elemento de soporte de una cavidad subterránea; además que en la mentalidad del empresario minero de la época no existía el concepto de seguridad industrial ni mucho menos de preservación. Sin embargo, fue de los países europeos tradicionales en la minería que se trajo los primeros conocimientos de la mecánica de rocas (Figura 1.11). La minería subterránea poco a poco empezó a incorporar las técnicas *modernas* de sostenimiento con trabes metálicos, por ejemplo.
En lo que respecta a la ingeniería civil, en ese siglo, los diques empezaron a tener mayor porte (e.g. diques de más de 30 m) y tener materiales más elaborados (e.g. mampostería ciclópea), que requirió la búsqueda del tan preciado *lecho rocoso* o la *roca firme* como la garantía de estabilidad, seguridad y durabilidad de estas nuevas grandes obras. Fue a partir

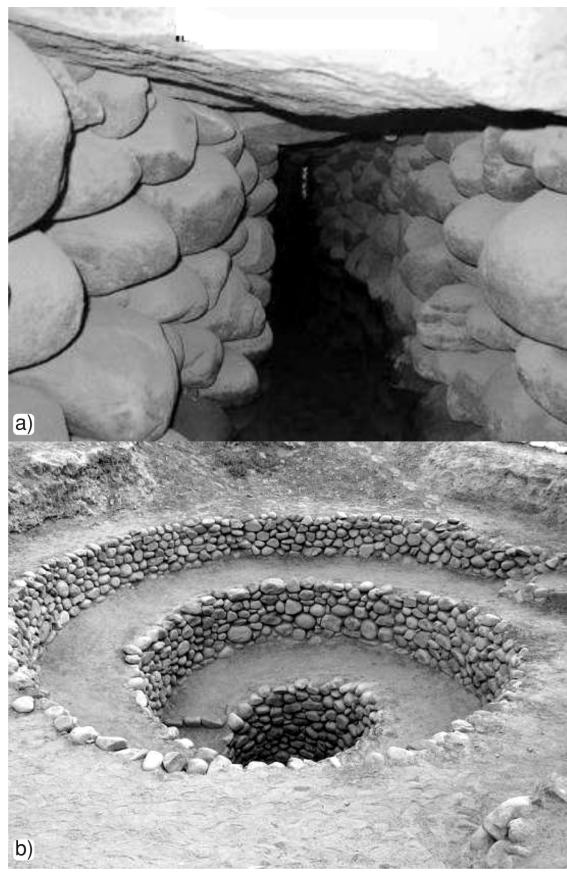


Figura 1.9 Estructuras subterráneas de la cultura Nazca. **a** Puquio; **b** Ojo [340].

de éstas que se tomó el gran interés de evaluar el *estado de la roca*, la hoy denominada *calidad del macizo rocoso*.
También fue en esa época que las obras subterráneas civiles en Sudamérica empezaron a desarrollarse para la construcción de túneles ferroviarios. La ingeniería ferroviaria desarrolló los conceptos básicos de la ingeniería de túneles mundial y en Sudamérica no fue la excepción. Para esa época, ya en Europa se construyeron túneles en espiral para cruzar los macizos montañosos, los cuales tenían una pendiente baja (i.e. 1 % a 2 %) por tratarse de vías ferroviarias. En la región sudamericana, las vías férreas por Los Andes tuvieron que lidiar necesariamente con macizos rocosos complicados y en zonas de falla (e.g. tramo ferroviario Mendoza a Santiago de Chile, Oruro a Arica, Bogotá a Puerto Berrío). Fue de este modo que, por ejemplo, el túnel ferroviario sudamericano más largo de todo el siglo XX, el de Las Raíces (en la Ruta 181(953) de Lonquimay a Victoria a Araucánia, en la Región IX de Chile, con una longitud de 4 528 m), apenas fue superado en el año 2006 por el túnel vial carretero Fernando Gómez Martínez con una longitud de 4 602 m, que une la ciudad de Medellín con la Región Occidente de Antioquia, Colombia.
También fue en este siglo, donde se empezaba a considerar la construcción de túneles viales a través de los macizos rocosos para acortar distancias o evitar dificultades geológicas. Es muy posible que los primeros túneles del continente sudamericano fueron aquellos construidos en Brasil en 1887 (casi siglo XX), con fines de interconexión vial dentro del estado de Río de Janeiro. De ahí en adelante es posible tener centenas de referencias de túneles viales, y para la segunda mitad del siglo XX fueron ya muchas las obras que desarrollaron a mediana escala para aprovechar el espacio superficial y subterráneo de la Cordillera de Los Andes; así como los espacios que ofrecen los diferentes afloramientos de la plataforma sudamericana hacia el este del continente o los macizos montañosos del Subandino.

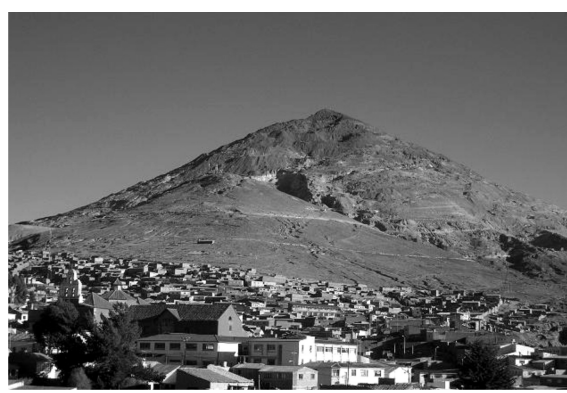


Figura 1.10 El Cerro Rico de Potosí, Bolivia. Se calcula que 100 000 hombres perdieron la vida en él desde su inicio de explotación [265].

A partir del segundo tercio del siglo XX se inicia una época donde el objeto de la construcción de las obras superficiales y subterráneas tiene la finalidad de mejorar la calidad de vida con el menor impacto-negativo ambiental, preservar el espacio superficial, y desarrollar una estructura predominantemente vial. En esta época se construyeron obras de mayores envergaduras fundadas en la superficie de afloramientos de macizos rocosos, como presas sobre roca (Figura 1.12), túneles viales o de conducción de aguas que atraviesan cadenas montañosas y montañas y centrales de energía subterráneas que se alojan debajo de las mismas (Figura 1.13). Un interesante desarrollo de la mecánica del macizo rocoso, como disciplina, se observó en especial en la década de los ochenta, donde se construyeron la mayor parte de las presas en Sudamérica. Esto siguió así hasta finales del siglo XX.
Ya casi a finales del siglo XX se empezó a aprovechar el espacio subterráneo en las Metrópolis sudamericanas, donde algunas de ellas se desarrollaron en macizos rocosos (e.g. Túneles de los Metros de São Paulo, Brasilia, Santiago de Chile y Caracas), lo cual aportó con mayores conocimientos. Este tipo de proyectos, tanto construcciones como ampliaciones, se desarrollaron hasta finales del siglo XX y principios del siglo XXI; algunos de ellos inclusive aún en ejecución y prontos a finalizarse.
Con todos estos proyectos se observa en particular, que el continente sudamericano goza de una variedad de tipos y condiciones de macizos rocosos, desde macizos rocosos ígneos y metamórficos de variada calidad hasta saprolitos tropicales, rocas sedimentarias débiles y conflictivas, y depósitos terciarios aún en proceso de litificación. Los tres últimos tipos de macizos rocosos requieren de particular investigación debido a que por lo general no res-

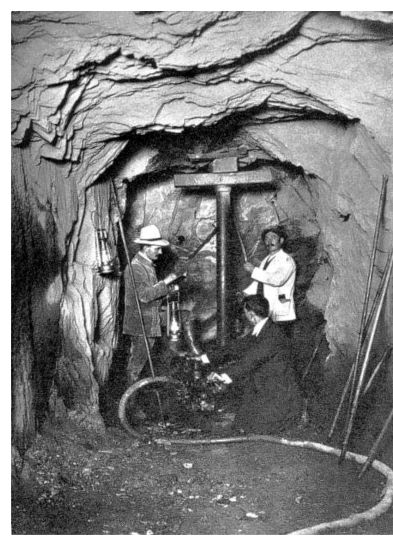


Figura 1.11 Ensayo de carga de placa *in-situ* en una galería minera. Mina de Wolframio de la compañía alemana Hansa en el yacimiento de Los Cóndores en San Luis, Argentina [422].

ponden al comportamiento de la mecánica de macizos rocosos clásica que fue desarrollada en su mayoría para materiales rocosos de alta resistencia y frágiles.

1.2.5. Presente y futuro inmediato

En los primeros años del siglo XXI se observó el incremento de políticas de expansión vial de muchos países del continente, así como también la reactivación de los proyectos hidroeléctricos y proyectos mineros; retos que requerirán mayor conocimiento y tecnología de la mecánica de macizos rocosos.
De las más relevantes de Sudamérica podemos nombrar las innumerables minas a cielo abierto, subterráneas o combinadas en Chile (e.g. mina El Teniente, Caracoles), Perú, Argentina, Bolivia (e.g. proyecto minero San Cristóbal) y Brasil, y el proceso de nacimiento de la minería formal en Colombia (e.g. proyectos mineros: La Colosa, Gramalote y La Angostura). O dentro de los proyectos viales importantes en la zona, se nombra por ejemplo, el Túnel de La Línea, en actual construcción, ubicado en los departamentos de Tolima y Quindió, Colombia; que unirá las ciudades de Ibagué y Armenia; con una longitud total de 8 580 m.
En el futuro inmediato se tienen los proyectos de trenes de alta velocidad (TAV) en Brasil (i.e. TAV São Paulo a Rio de Janeiro) que está en actual diseño y estaría concluido para el año 2014, y el TAV en Argentina que unirá las ciudades de Buenos Aires, Rosario y Córdoba.

Figura 1.12 Presa de Arco San Jacinto fundada sobre roca en la cuenca del río Tolomosa en el Valle Central de Tarija, Bolivia.

De igual modo, la mecánica de macizos rocosos en el futuro inmediato será necesaria para la construcción de los sistemas subterráneos de almacenamiento de combustibles. Por ejemplo, en la actualidad la estatal de petróleos de Brasil (PetroBras) construye este tipo de tanques subterráneos en la costa atlántica brasileña. También serán necesarios sistemas de almacenamiento de desechos radioactivos para las actuales plantas de energía nuclear en operación: Angra 1 y Angra 2 en Brasil (Central Nuclear Almirante Álvaro Alberto) y la planta Atucha 1 en Argentina; reactores de investigación (e.g. reactor nuclear de investigación IAN-R en Colombia); y de las futuras plantas de energía de éste tipo. También se observa que el continente tendrá la necesidad de cumplir la obligación ambiental de almacenamiento de dióxido de carbono (i.e. las llamadas medidas de secuestro de dióxido de carbono).
Por consiguiente, los profesionales de esta región tendrán la necesidad de entender más la mecánica de macizos rocosos, para cubrir las exigencias tecnológicas de estos proyectos, además deberán ser parte del desarrollo y aporte al estado del arte y práctica internacional de esta disciplina.

1.3. La ingeniería de rocas como disciplina

Se pone como primera manifestación del sumergimiento de la Ingeniería de Rocas en el Mundo Occidental, las investigaciones entre 1920 y 1940 del profesor austriaco del curso Geología Técnica en Viena, Profesor Josef Stini. Stini proporcionó un fundamento conceptual que diferenciaba el macizo rocoso respecto a otros materiales luego de describir el

Figura 1.13 Casa de máquinas de la planta hidroeléctrica Serra de Mesa, Minaçu–Brasil.

comportamiento mecánico del macizo rocoso según el concepto de cuerpo con discontinuidades (*Kluftkorper*), y sugerir medidas estadísticas para la caracterización de las mismas. Asimismo, en 1929 se publica en Viena el primer volumen de la revista *Geología & Construcción* (*Geologie und Bauwesen*) editado por el mismo J. Stini.

Las enseñanzas de Stini fueron adelantadas por Leopold Müller (nacido también en Austria alumno de Stini)[Figura **??**], ingeniero civil de la Universidad Tecnológica de Viena. El contacto que tuvo Müller en sus años de estudiante con Karl von Terzaghi (nacido en Austria en los territorios que hoy sería la República Checa, considerado padre de la mecánica de suelos) y L. Örley, un renombrado ingeniero de túneles austriaco, también fue un factor que indujo a su futura orientación y su apreciación global de la mecánica del macizo rocoso [158]. La tesis de doctorado de Müller tuvo como título: *Investigación acerca de la medida estadística de discontinuidades*.

Es interesante contar que en los años cuarenta y cincuenta hasta su muerte en 1963, K. von Terzaghi puso también total concentración en la mecánica de macizos rocosos, situación que muestra la gran importancia que tiene esta disciplina en las ingenierías. Terzaghi desarrolló el concepto de la carga de la roca [421], que fue un aporte importante para los posteriores métodos empíricos aplicados en la ingeniería de túneles.

En esa misma época resaltan también los aportes de Maurice Biot (Bélgica) [Figura 1.15], quien planteó los fundamentos de la teoría de la poro-elasticidad [87], hoy desarrollada en forma amplia y utilizada para estimar el comportamiento mecánico, simular el flujo de agua

Material protegido por
Derechos de Autor
no autorizao para
la versión electrónica

Figura 1.14 Karl von Terzaghi (1883-1963), geólogo austriaco. En su libro *Erdbaumechanik* de 1925, fueron planteadas las teorías de la mecánica del suelo. En los últimos años de su vida, concentró también gran atención a la mecánica del macizo rocoso [335].

y contaminantes en macizos rocosos porosos y para estimar la consolidación tridimensional sometida a grandes cargas de las mismas (e.g. fundaciones de grandes presas).
Biot es considerado por muchos investigadores como el padre de la poro-elasticidad y Müller es considerado como el padre de la mecánica de las rocas.
El proceso de institucionalización de la mecánica de rocas se manifestó con más claridad desde mitades del siglo XX. En 1950 se desarrolla el Primer Congreso de Mecánica de Rocas en Austria y 1956 en Estados Unidos de Norte América. En los años cincuenta, en la entonces Unión Soviética, se desarrolla la Primera Conferencia de Mecánica de Rocas y Presión de Toda La Unión (*All-Union Conference on Rock Mechanics and Rock Pressure*) con la presencia de profesionales de Moscú, Leningrado, Liberia, Kazakhstan, Urales, Asia Central, Lejano Este, Georgia y Armenia.
En 1962, el nombre de la inicial revista austriaca *Geologie und Bauwesen* (Geología y Construcción) cambia a *Felsmechanik und Ingenieurgeologie* (Mecánica de Rocas e Ingeniería Geológica) y dos años más tarde se edita en el Reino Unido el primer volumen de la *Revista Internacional de Mecánica de Rocas y Ciencias Mineras* (*International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*) a cargo de investigadores del Colegio Imperial de Londres (*Imperial College of London*).
En las décadas cincuenta a sesenta, se le atribuye también el impulso al desarrollo de mayor investigación en esta disciplina, a los colapsos de las presas de Malpasset en 1959 y el deslizamiento en el embalse de la presa de Vajont en 1963 en Francia [306]. Paralelo al desarrollo de esta disciplina por el lado de las obras civiles, la minería demandaba inves-

Figura 1.15 Maurice A. Biot (1905-1985), físico de formación, considerado padre de la poro-elasticidad por el desarrollo de las bases teóricas de esta rama de la mecánica del macizo rocoso [114].

tigaciones en mecánica de rocas, a razón de los diversos accidentes de estallido de rocas (*rockbursting*) que se presentaban en minas subterráneas que alcanzaron grandes profundidades. En Canadá, R.G.K. Morrison de la Universidad Mc-Gill fue uno de los primeros ingenieros en describir este fenómeno [304]. Para ese entonces, la mecánica de suelos y rocas en el campo de la minería eran más conocidas como la disciplina de control de estratos (*Strata Control*). En Sudáfrica N.G.W. Cook llevaba a cabo algunas investigaciones sobre este mismo comportamiento de las rocas, que aportaron en forma importante a describir el estado post-rotura de las rocas.

La institucionalización de la mecánica de rocas fue posible a través de la fundación de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM: *Internacional Society of Rock Mechanics*) en 1962 en Salzburgo–Austria, con la presidencia de L. Müller y otro grupo de profesionales (i.e. Círculo de Salzburgo [*Salzburg Circle*] grupo de 16 profesionales emprendedores) que la impulsó.

La disciplina de la mecánica de rocas progresó en forma rápida, en particular después del Primer Congreso Internacional de la ISRM, desarrollado entre el 25 de septiembre al primero de octubre de 1966 en Lisboa Portugal, donde se tuvo la participación de 42 países. En este congreso se tuvo la participación de 32 personas provenientes de Sudamérica (4 %) y la presentación de ocho artículos: Brasil con seis artículos, Colombia y Argentina con un artículo cada uno [1, 2, 3]. Dentro de este impulso internacional en el Occidente, Manuel Coelho Méndez da Rocha (oriundo de Portugal), ingeniero civil y especialista en presas de concreto y fundaciones, del Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil de Portugal (LNEC: *Laboratório Nacional de Engenharia Civil*), fue un pilar fundamental para la realización de este primer congreso (Figura 1.16).

En este sentido, los portugueses a la cabeza de M. Rocha y a través del LNEC contribuyeron mucho dentro de esta disciplina, en forma especial en el desarrollo de ensayos de campo en macizos rocosos (i.e. ensayos de corte directo, ensayos de deformación). Asimismo en Estados Unidos, resaltó el grupo de trabajo conformado por Don U. Deere, Andrew H. Merritt, R.P. Miller y Edward J. Cording, de la Universidad de Illinois en Urbana, encabezados por Ralph B. Peck, sucesor de las enseñanzas de Terzaghi y co-investigador de Arthur Casagrande, éstos últimos de importante renombre en la disciplina de la mecánica de suelos.

Dentro de la minería, los aportes en las investigaciones fueron iniciados a finales de los años cincuenta por el grupo de investigadores a la cabeza del J.C. Jaeger (Australia) en la Universidad Nacional de Australia en Canberra. En Sudáfrica las investigaciones de rocas sobresalieron en el Departamento de Geomecánica del Instituto Nacional de Investigación de Ingeniería Mecánica de Pretoria (Sudáfrica), dirigidas por Z.T. Bieniawski (oriundo de Polonia) a partir de la mitad de la década de los sesenta. En Francia se destacó J. Talobre y el Profesor Louis. En la entonces Unión Soviética se destacó entre otros Igor A. Turchaninov y en Japón resaltaban las investigaciones realizadas por K. Mogi. Resultados de la investigación en este campo realizada en la China se vieron por primera vez en el occidente en 1974 en la Cuarta Conferencia de Mecánica de Rocas, en Montreux–Suiza [412].

En todo este contexto, no hay que dejar de mencionar los grandes aportes de las ciencias de la tierra, que vislumbró teorías del comportamiento de los macizos rocosos a escalas megascópicas y condiciones diversas de presión y temperatura. De seguro se tienen renombrados nombres de geólogos y geofísicos que han dado grandes aportes del conocimiento a esta disciplina.

Las experiencias ganadas de esta disciplina en estos primeros años en los países impulsores empezaban a difundirse y cobrar interés en Sudamérica. La llegada de esta disciplina a este continente tampoco fue como una rama específica e independiente como tal. Al igual que en el caso mundial, ésta se desarrolló más como una rama anexa y afín a la ingeniería geológica y la geotecnia, que apoyó en especial las actividades de ingeniería civil en proyectos de desarrollo de energía hidroeléctrica, a partir de finales de la década de los sesenta (e.g. Proyectos hidroeléctricos en los estados de São Paulo [362, 361], Goiâs, Matto Grosso, Paraná [363]–Brasil; el Proyecto hidroeléctrico Chivor en Boyacá–Colombia [391]). También, la disciplina apoyó a la ingeniería de transportes y en forma menos tangible en la explotación de recursos mineros.

La primera manifestación de la mecánica de rocas como disciplina independiente en el continente sudamericano, se manifestó en 1965 cuando se crea el Comité Brasileño de Mecánica de Rocas (CBMR), perteneciente a la Asociación Brasileña de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (ABMS), ésta última fundada en 1950.

Figura 1.16 Manuel Coelho Méndez da Rocha, fue un pilar fundamental para el desarrollo del conocimiento de la mecánica de rocas en Portugal, y que luego se heredó a Brasil. Foto expuesta en el Laboratório de Mecánica de Rocas del Departamento de Apoyo y Control Técnico (DCT.T) de Furnas, Goiâs–Brasil y en el LNEC, Lisboa–Portugal [165].

En el continente sudamericano estuvieron presentes muchos de los expertos internacionales de la mecánica de rocas (e.g. M. Rocha de Portugal; R. Goodman, B. Haimson, E. Hoek, B. Benson, A. Merritt, D. Deere -de Estados Unidos de Norte América; J.A. Franklin de Canadá).Brasil tuvo mucha influencia y aporte del desarrollo de Portugal a través de M. Rocha en lo concerniente a proyectos civiles de energía. Chile se relacionó más con la escuela del Reino Unido (Gran Bretaña y Australia) en la aplicación de la mecánica de rocas a la minería de superficie y luego en la minería subterránea; y Argentina y Colombia con las escuelas de las universidades de Estados Unidos, concerniente a proyectos de ingeniería civil. En este aspecto, son muchos los nombres que hay que mencionar dentro de una reseña histórica sudamericana, sin embargo no se tiene el conocimiento pleno ni se tiene la suficiente madurez histórica para lanzar los nombres de los grandes formadores de la mecánica de macizos rocosos en Sudamérica. Esta tarea se tiene que hacer en el futuro con el auxilio de las Sociedades de Geotecnia e Ingeniería Geológica de Sudamérica.

Lo que se puede mencionar es que en la década de los setenta algunos profesionales de los países sudamericanos se capacitaron en los países más avanzados en ramas relacionadas a la mecánica de rocas. En 1978 se realiza el *Simposio Internacional de Mecánica das Rocas Aplicada a Fundaciones de Presas* en Río de Janeiro, Brasil[249]. En el mismo año se lanza la revista técnica científica en idioma portugués *Solos e Rochas*[2] (i.e. Suelos y Rocas) durante el Sexto Congreso Brasileño de Mecánica de Suelos realizada en Río de Janeiro, a cargo de la Universidad Federal de Río de Janeiro. Para el inicio de la década de los ochenta del siglo pasado se crea en Brasil el premio *Manuel Rocha.*

A razón del retorno a sus países de origen de aquellos profesionales que durante la década de los setenta realizaron sus estudios en el exterior, resultado de un gran interés por la mecánica de rocas, en 1982 se realiza en Bogotá–Colombia el *Primer Congreso Sudamericano de Mecánica de Rocas* (CSMR) [4], con el impulso de la Sociedad Colombiana de Geotecnia (SCG). Esta iniciativa surgió por sugerencia del Profesor Orestes Moretto (Argentina) y otros profesionales reconocidos en la región [236]. De aquí en adelante se realizarían estos congresos cada cuatro años a excepción del año 2002 [5, 6, 7, 8, 9, 10].

Los congresos sudamericanos de mecánica de rocas que se destacaron fueron el IV CSMR, desarrollado en Chile en 1994 [7] que se desarrolló en forma paralela el *Simposio Internacional de la ISRM* y la *Quinta Conferencia Sudamericana de Mecánica de Rocas* que se desarrolló también en forma paralela con la *Segunda Conferencia Brasileña de Mecánica de Rocas* en 1998 en Santos Brasil; debido a que tuvieron interesantes artículos de la región y se logró una interacción con importantes y destacados investigadores de otros continentes. Para la década de los noventa, esta primera generación de profesionales capacitados en el exterior, serían transmisores y potenciales generadores de conocimiento. La transmisión del conocimiento de éstos se difundió en congresos, seminarios, cursos de post-grado de

[2] La revista *Solos e Rochas* (ISSN 0103-7021) pasa a ser en 1999 la revista latinoamericana de geotecnia y empieza a aceptar artículos en español, y el año 2007 se cambia su nombre a *Soils and Rocks* (ISSN 1980-9743) y publica artículos en inglés para difundir los avances de la geotecnia sudamericana a nivel internacional.

diversas universidades, y asesorías y consultorías de éstos en proyectos de la época del continente sudamericano.
Para esta primera década del siglo XX se observan mayores frutos con el desarrollo de tecnologías propias en cada país. Con la continua instauración de la disciplina de mecánica de rocas en el continente, se llegó a aportar a un antiguo, pero recientemente institucionalizado campo de investigación: la ingeniería de obras subterráneas. En el año 2007 se desarrolla en Bogotá–Colombia, el *Primer Seminario Andino de Túneles y Obras Subterráneas* y al siguiente año se desarrolla en esa misma ciudad el *Primer Seminario Sudamericano de Túneles y Obras Subterráneas*. En la actualidad podría decirse que la disciplina de la mecánica de macizos rocosos (i.e. ingeniería de rocas) ya está establecida en el continente.

1.4. Estado del conocimiento y práctica en Sudamérica

Hablar del presente tema requiere también de una cierta reserva porque no se cuenta con una completa y promovida investigación.
Para llegar a las siguientes conclusiones se visitaron las universidades más importantes en Bolivia, Argentina, Brasil y Colombia. En Chile se visitó la Pontificia Universidad Católica de Chile y faltó verificar el estado del conocimiento y los laboratorios de la Universidad de Chile, la Universidad de Concepción y Centros de Investigación de la Corporación Nacional del Cobre de Chile (Codelco). En Perú el autor se entrevistó con un colega que conocía del estado de los laboratorios de las universidades del su país, y afirmó que en Lima, Arequipa y Cuzco se tienen laboratorios de mecánica de rocas; sin embargo no se comentó sobre el estado del arte del país y en forma personal no se visitaron ni evaluaron aquellos laboratorios. De Venezuela no se pudo obtener ninguna información, pero es muy probable que existan algunos centros de investigación estatales y académicos dedicados a la mecánica de rocas con fines petroleros. Finalmente, los países donde la mecánica de rocas está en un estado embrionario son: Ecuador, Paraguay, Uruguay y los países de Centro América; y México quedó muy atrás en este tema si se compara con su estado del conocimiento en mecánica de suelos.
De este modo, lo que se conoce en forma general es que en Brasil se desarrollaron patentes propias en sistemas de medida de esfuerzos naturales (e.g. el mini-gato plano y las sondas de medida de esfuerzos en sitio Furnas-1 y Furnas-2, este último considerado un avance de punta para la región), perforadoras y equipos de ensayo de laboratorios. En el campo de la educación superior, se enseña cada vez más la disciplina de la mecánica de rocas en los programas de post-grado de las universidades de Sudamérica, sin embargo se observa en la mayoría de las universidades una gran carencia de libros, revistas científicas o textos sobre mecánica de rocas, no sólo en los idiomas oficiales de la región (i.e. español o portugués) sino inclusive en idioma inglés, que en último caso cubriría la demanda de los estudiantes.

En algunas universidades se han conformado grupos y semilleros de investigación en este tema (grupos conformados por estudiantes de pre-grado y post-grado), sin embargo todavía la presencia de esta disciplina es escasa en los programas de pre-grado. El curso de mecánica de rocas para pre-grado se tiene instaurada en pocas universidades, por ejemplo: Universidad de Ouro Preto, Universidad Federal de Viçosa, Universidad de Brasilia, Universidad São Paulo–Escuela Politécnica de San Carlos, Pontificia Universidad Católica de Río de Janeiro, Universidad Federal de Río de Janeiro y Universidad Federal de Río Grande del Sur (Brasil), Universidad Central de Venezuela de Caracas (Venezuela), Universidad Nacional de Colombia y Universidad Los Andes (Colombia), la Pontificia Universidad Católica de Chile (Chile), Universidad de Chile (Chile), y Universidad Técnica de Oruro (Bolivia), Universidad Nacional de Ingeniería (Perú), Pontificia Universidad Católica de Perú, Universidad Nacional Mayor de San Marcos (Perú), Universidad Nacional de Cajamarca (Perú), entre otras.

Por el número de publicaciones presentadas en revistas internacionales y locales de cada país de Sudamérica, se observa que Brasil, Chile y Colombia están a la vanguardia de la mecánica de rocas en el ámbito de la ingeniería civil, y Chile, Perú y Brasil en el ámbito de la minería[3].

Respecto a centros de investigación y laboratorios relativos a esta disciplina, se afirma que existen pocos pero eficientes centros, la mayoría concentrados en Brasil. Los más renombrados serían: el Laboratorio de Mecánica de Rocas *Ludgero Pimenta Ávila* del Departamento de Apoyo y Control Técnico (DCT.T: *Departamento de Apoio e Controle Técnico*) de Furnas Centrais Elétricas–Brasil; el Laboratorio de Mecánica e Hidráulica de Rocas del Instituto de Investigaciones del Estado de São Paulo–Brasil (IPT: *Instituto de Pesquisas do Estado de São Paulo*); el Laboratorio de Mecánica de Rocas de la Escuela de Ingeniería de San Carlos de la Universidad de San Paulo, San Carlos–Brasil; y el Laboratorio de Mecánica de Rocas del Centro de Investigaciones de PetroBras, Río de Janeiro–Brasil (LMR-CENPES: *Laboratório de Mecânica de Rochas do Centro de Pesquisas de PetroBras*)[139].

Respecto a los laboratorios de muchas universidades sudamericanas, muchos investigadores (provenientes de disciplinas relacionadas, como la mecánica de suelos, mecánica de materiales, concretos o geología) tomaron posesión de esta nueva disciplina; sin embargo, los laboratorios y las actividades de investigación la asumen como una rama terciaria a su disciplina principal (i.e. *tercerizan* los laboratorios y la investigación de mecánica de rocas) y piensan que una roca se la puede tratar como un suelo, concreto o metal; y que todo equipo de concreto, de suelo o metal sirve para rocas, lo cual no es 100 % así y mucho menos en especial en rocas de alta rigidez.

En la mayoría de los centros de investigaciones que *tercerizan* la investigación de mecánica de rocas no han definido aún esa línea de investigación, no tienen profesores especialistas en el tema, no han invertido en equipos para el fin específico y no le han dado el espacio ni

[3] A semejante apreciación llegó Pedroza-Rojas al hacer un semejante análisis para la región de Sudamérica [331].

la independencia que la disciplina lo exige. Por ejemplo, muchas veces se usan prensas de concreto de baja rigidez con capacidades de control con *servo controladores* para ensayar cuerpos de prueba de rocas muy rígidas, o usan celdas triaxiales axisimétricas fuera de norma que no podrán alcanzar grandes presiones de cámara en forma segura, o no tienen sistemas de medida de deformaciones transversales ni longitudinales para estudiar en forma conjunta la deformación del material rocoso dentro de la celda.
Pero en contraposición a la anterior situación, también es para destacar el desarrollo de equipos especializados en la disciplina únicos en el continente; por ejemplo las máquinas biaxiales de rocas de la Pontificia Universidad Católica de Chile y de la Escuela de Ingeniería de San Carlos (Brasil), o la máquina de ensayo poliaxial de Furnas Centrais Elétricas (Figura 1.17).

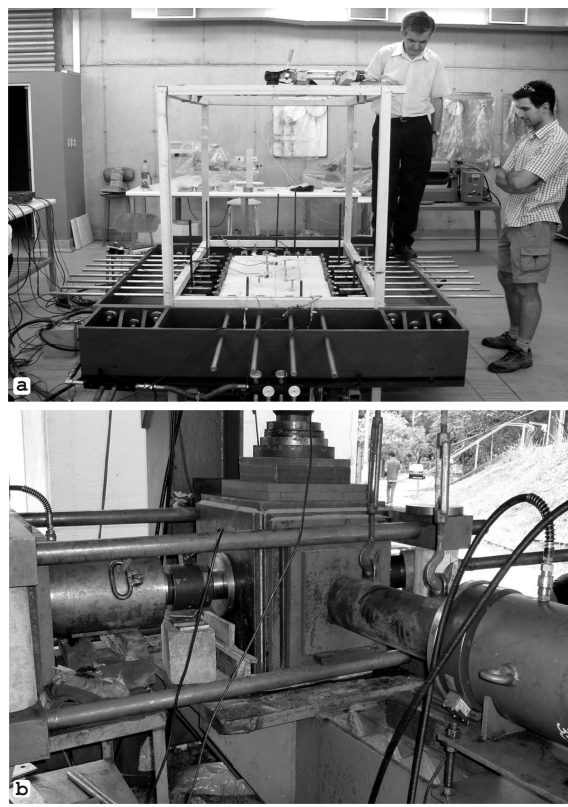


Figura 1.17 Algunas máquinas de ensayos desarrolladas en la práctica de la mecánica de rocas en Sudamérica. **a** Máquina biaxial de macizos rocosos, Pontificia Universidad Católica de Chile; **b** Máquina poliaxial de macizos rocosos, Furnas Centrais Elétricas, Brasil.

Sin embargo, y pese a los esfuerzos que se hicieron en esta región, en estos primeros 50 años de la disciplina, se observa que Sudamérica es la región que menos desarrolló y aportó a la mecánica del macizo rocoso (o al menos no lo ha demostrado), tanto en trabajos de investigación, desarrollo de tecnología propia y procesos de enseñanza. En la evaluación hecha por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas a finales de 2008 [266], se observa la participación activa de Sudamérica en sólo 2 % (inclusive se muestra una tendencia decreciente en los últimos seis años), siendo la máxima participación la del continente europeo con un valor de 52 %, seguido por Asia, Norte América, Asia Austral y África.

Las áreas de investigación que se ven necesarias definir dentro de esta disciplina para el desarrollo de la región pueden ser: caracterización y clasificación del macizo rocoso, estimación de esfuerzos naturales *in-situ*, investigaciones de campo y métodos geofísicos, flujo en macizos rocosos, ensayos de laboratorio y desarrollo de equipos para ensayos en roca, ensayos de campo e instrumentación, rocas meteorizadas y saprolitos; rocas débiles, desleibles y solubles; fallas catastróficas y estallido de rocas; dinámica de rocas; y necesidades de investigación de la industria, gobierno y academia relativas a la mecánica del macizo rocoso.

Se espera para esta segunda década del presente siglo, que el continente tenga mayor presencia en el desarrollo del estado del conocimiento mundial, se desarrolle más la tecnología con la creación de mayores patentes, se enseñe la disciplina con mayores cargas horarias totales a nivel pre-grado y post-grado, y se tenga mayor participación en la toma de decisiones de los proyectos regionales, nacionales y continentales.

Actividades

1.1. Dentro del país donde se encuentra, identifique en su prehistoria e Historia ¿cómo el ser humano empleó la roca y el macizo rocoso? Si es posible arme una plan turístico para lograr su visita, ilustre con fotografías o con folletos de promociones turísticas.

1.2. Dentro del contexto del país donde se encuentra, identifique:

- ¿Cuáles fueron las obras civiles que dieron el impulso para la instauración de la disciplina de la mecánica del macizo rocoso?
- ¿Quienes fueron los pioneros de la disciplina en el país?

1.3. En el país donde se encuentra actualmente, haga una lista de los proyectos nacionales, regionales o locales que sean un notable ejemplo del desarrollo social y económico de la región. Luego escoja aquel que le enorgullezca más y trate de identificar en éste, si para su materialización hubo la necesidad de tener conocimientos de la ingeniería de macizos rocosos.

Capítulo 2
Continente Sudamericano

Resumen En este capítulo se habla del marco geológico en el que el macizo rocoso se desenvuelve, con la única énfasis dentro del continente sudamericano. Esto ayudará a describir el macizo rocoso desde el punto de vista de la geología histórica y geología general.

2.1. Generalidades

Sudamérica tiene una extensión de 17 819 100 km^2 y abarca el 12 % de la superficie terrestre. Atraviesa la línea ecuatorial y el trópico de Capricornio. Se une con Centroamérica, en el norte, por el istmo de Panamá. Sudamérica tiene una longitud de 7 400 km, desde el Punta Gallinas (La Guajira, Colombia) en el norte, hasta el Cabo de Hornos (XII Región, Chile), en el sur. En su punto más ancho abarca 4 830 km, entre el Cabo de São Roque (Río Grande do Norte, Brasil), en el extremo más oriental en la costa del océano Atlántico, y Punta Pariñas (Piura, Perú) en la costa del océano Pacífico (Figura 2.1).
En lo que se refiere a la práctica de la mecánica del macizo rocoso, como primer paso se considera necesario introducirse en el contexto del desarrollo geológico del continente, así como la descripción geológica y morfológica de la región en la que un proyecto está enmarcado. Aunque esto pareciera innecesario, el tener el marco geológico de un sitio desde una apreciación tan grande ayuda a tener una idea de la actividad sísmica, el estado de esfuerzos y la calidad y tipo de macizo rocoso con el que uno espera encontrarse en una región más localizada.

2.2. Escala de tiempo geológico

Es muy importante palpar la escala de tiempo geológico con la información de que el origen de la Tierra está al rededor de los $4{,}57 \times 10^9$ años. Una forma interesante de entender esa compleja escala de tiempo es hacer una analogía de la vida de la tierra, desde su origen hasta el presente, con el tiempo que transcurre en un solo día (i.e. 24:00 horas)[1]. De este modo, se tendría que el Hadeano y el Arqueano ocurrió desde las 00:00 horas hasta las 18:45, el Proterozoico ocurrió desde las 18:45 hasta las 21:15, y el Fanerozoico hasta el presente, ocurrió en las últimas dos horas y 45 minutos de nuestro hipotético día, siendo el Cuaternario de tan sólo los últimos 17 segundos antes de las 24:00 horas. La escala de tiempo geológico (GTS: *Geological Time Scale*) que se recomienda usar para la descripción cronológica de los diferentes ciclos geológicos, es la propuesta por la Comisión Internacional de Estratigrafía (ICS: *International Commission on Stratigraphy*) [193], debido a que se han calibrado todas las edades del Precámbrico y del Fanerozoico a través de geocronología isotópica, geomatemáticas y sintonías orbitales.
Si bien esta escala crono-geológica tiene una correlación con la mayoría de las escalas particulares de diversas regiones del mundo (e.g. China, Japón, Nueva Zelandia, Rusia), los ciclos y los diferentes eventos geológicos ocurridos en el continente sudamericano no están todavía mencionados en el GTS. En este sentido es importante realizar un trabajo de investigación para involucrar los diferentes ciclos geológicos sudamericanos en el GTS mundial. Ante esta ausencia, para cada descripción geo-cronológica del continente sudamericano, se recomienda mencionar la referencia de la escala de tiempo geológico usada. Existen varias versiones de escalas geológicas como por ejemplo las versiones GTS 82, NDS 82, DNAG 83, EX 88, GTS 89 y SEPM 95 [192], donde las mayores diferencias se presentan para el Fanerozoico.
Los eventos geológicos históricos importantes en la evolución del continente sudamericano son:

- formación de la corteza continental (entre $3{,}5 \times 10^9$ años a $0{,}5 \times 10^9$ años);
- formación de Gondwana ($\approx 600 \times 10^6$ años);
- separación de Pangea ($\approx 250 \times 10^6$ años);
- separación de Gondwana ($\approx 120 \times 10^6$ años);
- formación del Caribe ($\approx 70 \times 10^6$ años).

2.3. Deriva continental

Para hacer una descripción geo-cronológica del continente sudamericano, debido a la extensión de la región, es importante tomar en cuenta la posición de las placas que la componen

[1] Otros autores [420] hacen la comparación del tiempo geológico con el tiempo transcurrido en un año.

Figura 2.1 Aspecto paisajístico de tres puntos extremos del continente Sudamericano. **a** Costa cercana al Cabo de Gallinas en el Departamento de la Guajira–Colombia; **b** cabo de São Roque en el estado de Río Grande do Norte–Brasil; **c** cabo de Hornos en la XII Región–Chile.

a lo largo del tiempo geológico de acuerdo con la teoría de la *Deriva de los Continentes* (i.e. refiérase a las investigaciones de Paleogeografía). En este sentido existen algunas versiones de la dinámica de las placas continentales a lo largo del tiempo geológico, donde su estimación es más imprecisa para épocas más antiguas al Ordovícico.

Se sabe que muchas de las márgenes pasivas de Laurentina pudo haberse formado entre los 750×10^6 años a 600×10^6 años, donde pudo haber existido un super-continente de fines del Precámbrico (i.e. un Pangea Precámbrico, compuesto por Laurentina, Báltica y Siberia). Es dudoso involucrar a Gondwana en este super-continente, debido a que la orogenia de Pan-África (aproximadamente 600×10^6 años) muestra una serie de colisiones continentales que formaron a Gondwana. Si ese fuera el caso, el Precámbrico Tardío se caracterizó por la ruptura y separación de al menos un super-continente para conformar otro [380]. Inclusive se estima que pudo existir dos super-continentes en el Precámbrico, que se nombran como Pannotia y Rodinia.
A partir del Ordovício Temprano, la deriva de los continentes es más clara, y se tiene mejor certeza de que el continente sudamericano estuvo casi siempre unido al continente africano desde el Precámbrico hasta su separación durante el Cretácico.
Una de las reconstrucciones de la evolución cronológica de los continentes más completa hasta ahora conocida es la del proyecto del Paleomapa de la Tierra (i.e. *PaleoMap Project*) de la Universidad de Texas en Arlington [378] [379], que incluye la reconstrucción inclusive desde los 740×10^6 años (i.e. Finales del Precámbrico) hasta el presente. La incertidumbre que se calcula para la posición de los continentes que se proponen en esa reconstrucción varía de 5° (i.e. 550 km) a máximo 40° (i.e. 4 400 km) para las épocas menores a 530×10^6 años (i.e. Cámbrico Inferior), y puede ser menor y extenderse a las épocas antiguas propuestas (i.e. 740×10^6 años) si se acepta la hipótesis de la existencia de Pannotia y Rodinia [379].

2.4. Regiones morfoestructurales

Sudamérica está compuesta por una corteza continental Arqueana y del Proterozoico Antiguo, estable y no afectada por tectónica ni orogénesis[2] cenozoica; en donde está rodeada por cinturones orogénicos[3] a partir del Proterozoico Tardío.
Para el estudio de la geología del continente se han propuesto varias regiones morfoestructurales de la presente época geológica, que se distinguen de acuerdo con la constitución interna del material y su relieve externo, y depende del nivel de escala definido. Gerth definió 14 regiones morfoestructurales [180] y Jenks definió 43 [241], ambos para mapas escala 1: 20 000 000. En la división presentada por Schenk y sus co-investigadores [375], se diferencian 107 regiones morfoestructurales en un mapa 1: 5 000 000, tal vez la más actualizada y reciente. Asimismo, cada región morfoestructural puede sub-dividirse en sub-provincias ya sean morfológicas y/o estructurales; y este nivel de detalle se puede encontrar en los

[2] *Orogénesis* es un episodio de formación de la corteza que adiciona material a los márgenes de un cratón sin afectarlo.

[3] Los *Cinturones Orogénicos* son zonas elongadas de alto relieve y deformación que forman cadenas de montañas como Los Andes.

mapas geológicos de cada país. Las regiones morfoestructurales de Sudamérica según los últimos autores se muestran en la Figura 2.2, y el nombre de cada número de referencia del mapa se muestra en el Cuadro 2.1 [375].
Para la descripción geológica de una zona de estudio, lo primero que se aconseja es definir en cuál región morfoestructural se encuentra el proyecto; y unas vez definido, describir ésta según los fundamentos de la geología.

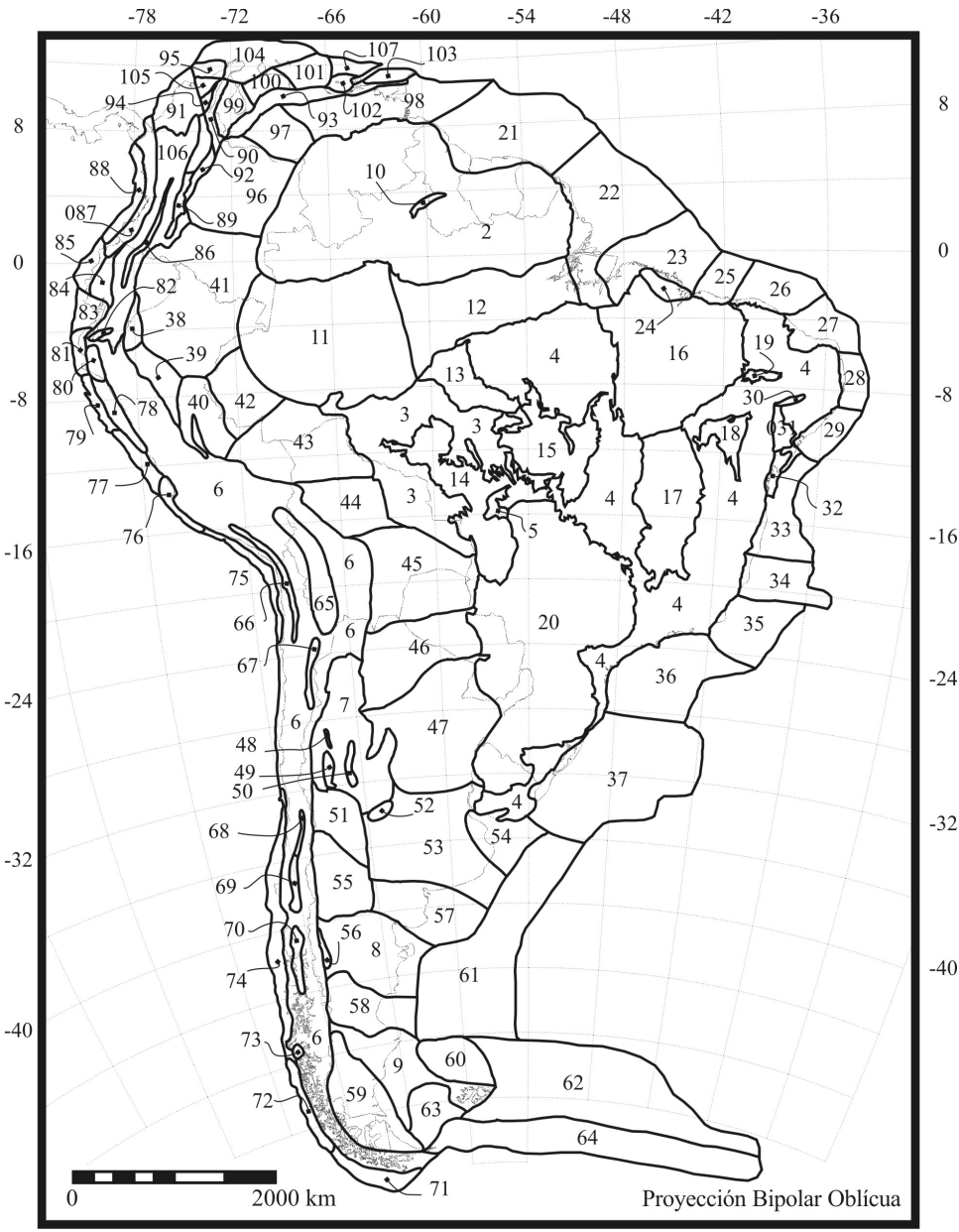


Figura 2.2 Regiones morfoestructurales de Sudamérica [375].

Cuadro 2.1 Regiones morfoestructurales de Sudamérica.

#	Descripción	#	Descripción
2	Escudo Guyanés	55	Cuenca Nuequen
3	Escudo Brasileño	56	Cuenca Nirihuau
4	Escudo Brasileño	57	Cuenca Colorado
5	Escudo Brasileño	58	Cuenca San Jorge
6	Provincia Andina	59	Cuenca Magallanes
7	Provincia Familina	60	Cuenca del Norte de las Malvinas
8	Cañadón del Asfalto	61	Cuenca del Este Patagónico
9	Provincia Deseado-Faklands	62	Plataforma de las Malvinas
10	Cuenca Tacutú	63	Cuenca de las Malvinas
11	Cuenca Solimões	64	Cadena montañosa Burdwood Bank-North Scotia
12	Cuenca del Amazonas	65	Cuenca del Altiplano
13	Provincia Sucundurí	66	Cuenca Maquera-Tamaruga
14	Provincia Parencis	67	Cuenca del Salar de Atacama
15	Provincia Xingú	68	Cuenca de Curicó
16	Cuenca de Paraíba	69	Cuenca de Temuco
17	Cuenca del Río São Francisco	70	Cuenca Osorno-Llanquihue
18	Provincia Diamantina	71	Cuenca Diego Ramírez
19	Provincia Araripe	72	Cuenca Madre de Dios Chilena
20	Cuenca del Paraná	73	Cuenca Penas
21	Cuenca Guyana Surinamense	74	Cuenca del Arco Frontal Central de Chile
22	Cuenca Foz de Amazonas	75	Cuenca Mollendo-Tarapacá
23	Plataforma de Santana	76	Cuenca Pisco
24	Cuenca de San Luis	77	Cuenca Lima
25	Cuenca de Barreieinas	78	Cuenca Salaberry
26	Cuenca de Ceará	79	Cuenca de Trujillo
27	Cuenca de Potigar	80	Cuenca Sechura
28	Cuenca de Pernambuco	81	Cuenca Talara
29	Cuenca Sergipé-Alagoas	82	Cuenca Lancones
30	Cuenca Jatobá	83	Cuenca Progreso
31	Cuenca Tucano	84	Cuenca Manabi
32	Cuenca Recóncavo	85	Cuenca Borbón
33	Cuenca Bahia Sul	86	Cuenca de Río Cauca
34	Cuenca Espíritu Santo	87	Cuenca del Chocó
35	Cuenca Campos	88	Cuenca del Pacífico Costero
36	Cuenca de Santos	89	Magdalena Superior
37	Cuenca de Pelotas	90	Magdalena Central
38	Cuenca de Santiago	91	Magdalena Inferior
39	Cuenca Huallaga	92	Cuenca de la Cordillera Oriental
40	Cuenca Ucayali	93	Cadenas Costeras Venezolanas Perijá
41	Cuenca Putumayo-Oriente-Marañón	94	Cuenca Cesar
42	Cuenca del Río Acre	95	Cuenca de la Guajira
43	Cuenca Madre de Dios	96	Cuenca de los Llanos
44	Cuenca del Río Beni	97	Cuenca Barinas-Apure
45	Cuenca Santa Cruz-Tarija	98	Cuenca del Este Venezolano
46	Cuenca Pran-Olmedo	99	Cuenca de Maracaibo
47	Cuenca del Chaco	100	Cuenca Halcón
48	Cuenca Bolsones	101	Cuenca Bonaire
49	Cuenca Bermejo	102	Cuenca Cariaco
50	Cuenca Mascarín	103	Garganta de Tobago
51	Cuenca Cuyo	104	Cinturón deformado de Caribe Meridional
52	Cuenca Mercedes	105	Sierra Nevada de Santa Marta
53	Cuenca Laboulaye-Macachín	106	Cordillera Occidental Central
54	Cuenca Salado	107	Cinturón deformado de las Antillas

2.5. Descripción Geológica

Los documentos que hacen referencia a la geología del continente sudamericano, analizado como un todo, se remontan a la década de los cuarenta del siglo XX. Una compilación de la geología de Los Andes fue hecha por el geólogo Alemán Gerth [180]. En 1945 la Comisión de la Carta Geológica del Mundo publicó una versión preliminar del Mapa Geológico de Sudamérica [401] y en 1956 se publicó el texto explicativo que acompaña a la versión preliminar del Mapa Geológico de Sudamérica [241]. En 1964 se publicó el Mapa Geológico de América del Sur [132] y en 1978 se publicó el Mapa Tectónico de América de Sur [16], ambos a una escala 1: 5 000 000. Luego se editaron dos mapas actualizados de Sudamérica, el del Proyecto Mundial de Energía, liderizado por el Servicio Geológico de los Estados Unidos (*World Energy Project*) [375] y el de la Comisión para el Mapa Geológico del Mundo (*Commission for the Geological Map of the World*) centralizado en Francia, con su última edición del 2001 y ofrecida en la actualidad en versión digital.

El continente de Sudamérica es la parte no sumergida de la Placa Mixta Sudamericana (PMS), que abarca dicho continente y la porción del Océano Atlántico Sur comprendida entre la costa sudamericana oriental y la dorsal mesoatlántica. La extensión de la PMS es de unos 9×10^6 km^2. El límite convergente en el Oeste de la PMS (i.e. Costa del Pacífico) generó dos notables estructuras: la cordillera de Los Andes y la Fosa Abisal Chileno-Peruana; mientras que en el Este el límite divergente con la placa Africana permitió la aparición del Océano Atlántico y luego la Dorsal Mesoatlántica (i.e. Cadena montañosa sumergida en ese océano). Así como en otros continentes, las plataformas Precámbricas forman el núcleo del continente Sudamericano. Para el caso de la parte sumergida de la PMS, se tiene dos notables plataformas: la Plataforma Sudamericana y la Plataforma Patagónica.

Gran parte de la descripción geológica de esta sección fue extra'ida del documento que acompaña al *Mapa tectónico de America del Sur* de 1978 [16] con adicionales comentarios de otras publicaciones más recientes y los resúmenes geológicos de las regiones de Argentina [350], Brasil [14] y Los Andes [253] que fueron presentados por sus respectivos autores en la *Enciclopedia de Geología* de Elsevier [381].

A continuación se describe la geología del continente sudamericano a través de la división en tres macro-regiones morfoestructurales: macro-región de la Plataforma Sudamericana, macro-región de la Plataforma Patagónica y macro-región de la Cordillera de Los Andes[4].

[4] Se recomienda acompañar la lectura de esta sección con el mapa geológico de Sudamérica que se encuentra en versión digital o versión interactiva en la página *web* del Servício Geológico Brasilero [385].

2.5.1. Macro-región de la Plataforma Sudamericana

La *Plataforma Sudamericana* se refiere a la porción de roca que no sufrió alteraciones orogénicas de los eventos relativos a la formación de Los Andes [15]. Ésta se consolidó entre el final del Precámbrico y el Cámbrico, y constituye toda la región central y la mayor parte de la región oriental del continente, donde pertenece la totalidad de los territorios de Guyana, Guyana Francesa, Surinam, Brasil, Paraguay y Uruguay, así como la región central y sur de Venezuela, regiones orientales de Colombia, Ecuador, Perú y Bolivia; y parte del norte de Argentina.

El principal cratón[5] de Sudamérica es el Cratón Amazónico, que está constituido por rocas y estructuras originadas o regeneradas durante el ciclo Trasamazónico, entre las cuales subsisten bloques de rocas muy antiguas. El Cratón Amazónico incluye casi la totalidad de la Plataforma Continental Sudamericana en la parte media y superior, pero éste no es coincido con tal. El límite occidental de este cratón se encuentra oculto, mientras que el límite oriental constituye una de las líneas estructurales de mayor importancia tectónica del continente. Se encuentra expuesto en forma amplia en la región central del Brasil, desde donde continúa hacia el norte, cubierto en la región de la desembocadura del río Amazonas. Hacia el sur se extiende por lo menos hasta el oriente de Paraguay, que se prolonga muy probable debajo de la *Sineclisa del Paraná* para re-surgir al sur de Uruguay, donde alcanza al río de La Plata. Ese último límite está señalado por una serie de estructuras peculiares como fallas abisales rellenas con rocas eruptivas básicas y ultrabásicas, cuencas sedimentarias marginales (que incluye una antefosa) y vulcanismo, además de coincidir con el importante límite del metamorfismo del final del Precámbrico.

Se propone dividir el Cratón Amazónico en varias provincias geológicas según sus diferentes fases de formación por acresión [419]. El núcleo Arqueano sería el más antiguo ($\approx 3{,}5 \times 10^9$ años), y a partir de éste se encuentran acresiones con direcciones NW-SE, que resultan ser más jóvenes hacia el suroeste, a medida que se alejan del núcleo Arqueano (Figura 2.2). También se sugiere dividir la provincia Maroni-Itacaiunas (i.e. un cinturón móvil) en el Cinturón Bajo Río Uaça (Brasil y Guyana Francesa) y cinturón Parima-Tapajós (Surinam, Guyana, Venezuela, norte de Brasil) [372].

El Cratón de San Francisco, ubicado en la cuenca del mismo nombre al oriente de Brasil, es un cratón siálico que resultó de la acreción de sucesivos eventos tectónico-termales asociados, que re-trabajaron la corteza durante el Neoarqueano (i.e. un primer evento de hace $3{,}2 \times 10^9$ años; segundo evento entre $2{,}9 \times 10^9$ años y $2{,}83 \times 10^9$ años, evento Río de las Velas 1 de $2{,}78 \times 10^9$ años a $2{,}70 \times 10^9$ años y la intrusión de los batolitos Mamona y Brumadinho de $2{,}72 \times 10^9$ años y $2{,}70 \times 10^9$ años respectivamente) [108].

[5] Se entiende por *cratón* a toda base en la corteza terrestre sudamericana de época después del Ciclo Transamazónico y anterior al Ciclo Brasiliano. Con el nombre de Cratón se denomina a toda masa continental llegada a tal estado de rigidez en un lejano pasado geológico que, desde entonces, no ha sufrido fragmentaciones o deformaciones, al no haber sido afectada por los movimientos orogénicos. Los extensos cratones centrales de los continentes pueden consistir tanto de escudos y plataformas, como de la base cristalina.

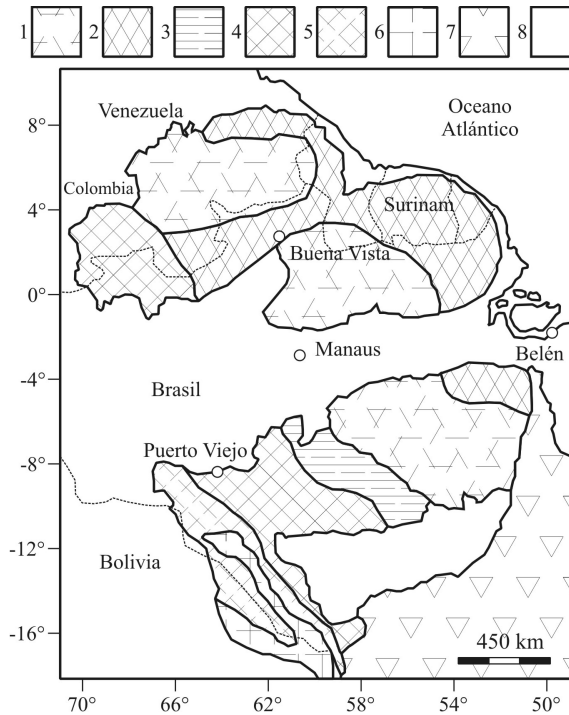


Figura 2.3 Mapa del Cratón Amazónico [419]. *1* Núcleo Arqueano (aprox. $3{,}0 \times 10^9$ años); *2* provincia Maroni-Itacaiunas ($> 2{,}1 \times 10^9$ años); *3* provincia Ventura-Tapajós ($2{,}0 \times 10^9$ años a $1{,}8 \times 10^9$ años); *4* provincia Río Negro-Juruena (aprox. $1{,}8 \times 10^9$ años a $1{,}63 \times 10^9$ años); *5* provincia Rondónia-San Ignacio (aprox. $1{,}5 \times 10^9$ años a $1{,}3 \times 10^9$ años); *6* Cinturones Sunsás y Aguapeí (aprox. 1×10^9 años), y Nueva Brasilandia; *7* cinturón Brasilero Pan-Africano (620×10^6 años a 580×10^6 años); *8* rocas sedimentarias del Fanerozoico.

El Cratón de San Luís, ubicado hacia la costa atlántica al norte de Brasil, se formó de acresiones juveniles en la orogenia de acreción del Paleoproterozoico (hace 2×10^9 años), a partir de los intrusivos Tromaí (i.e. $2{,}16 \times 10^9$ años a $2{,}15 \times 10^9$ años) y Tracuateua (i.e. $2{,}09 \times 10^9$ años), donde luego sufrió procesos de metamorfismo de muy bajo grado con alteraciones hidrotermales de escala regional. La mineralogía ígnea primaria y la textura del protolito en este cratón se conservaron inclusive después de su última alteración térmica en el Jurásico. Se cree que el cratón formó parte del Cratón de África del Oeste [260].
El Cratón de Guaporé forma parte del Cratón Amazónico en su extremo centro-occidental. El Cratón de La Plata y el Cratón Luís Alves son unidades más pequeñas ubicadas al sur del Cratón Amazónico hacia la costa atlántica.
Al occidente del continente, en su parte media (aproximádamente de la latitud 18°S a la latitud 28°S), se encuentra el Cratón Arequipa-Antofalla, compuesto por rocas ígneas del

Proterozoico Temprano (aproximádamente de 2,5 $\times$ 10^9 años) y rocas sedimentarias, éste último muestra el evento Grenvilliano de finales del Proterozoico Medio (1,9 $\times$ 10^9 años a 980 $\times$ 10^6 años). No obstante, no se encontraron evidencias suficientes para afirmar la condición cratónica de una gran extensión del Cratón Arequipa-Antofalla, debido a que se encontraron en este sitio indicios de metamorfismo del Ciclo Pampeano (530 a 500 Ma) que re-trabajó la roca pre-existente. De este modo se propone replantear la extensión del cratón y delimitar un cinturón móvil de edad de 500 $\times$ 10^6 años [281].

Los principales escudos[6] de Sudamérica son el Escudo Guyanés (i.e. Escudo Guyanense, que representa el segmento norte del Cratón Amazónico), localizado en el extremo norte de la cuenca del Río Amazonas, el Escudo Brasilero Central que ocupa la mayor parte del continente en su parte central, separado del anterior escudo a través de la Sineclisa[7] Amazónica; y el Escudo Brasilero de la Costa Atlántica, que se extiende por toda la costa oriental hasta llegar al Uruguay pasando por el oriente Paraguayo. Asimismo, existen otros macizos cristalinos menores que se esparcen al sur del continente (e.g. Macizos en el Oriente Paraguayo [Misiones y Apa], macizos al norte de Argentina [Sierras Pampeanas, Sierras Australes, Tandília]). Estos escudos se encuentran aislados y tapados en algunos sectores por cubiertas sedimentarias formadas a partir del Fanerozoico.

Para el Precámbrico se adopta para la plataforma[8] sudamericana del continente una división crono-tectónica, donde el Precámbrico Inferior tiene una edad mayor a los 2,6 $\times$ 10^9 años; donde se distinguen núcleos antiguos mayores a 3,0 $\times$ 10^9 años afectados por el Evento Guriense en Venezuela; y donde se reconocen los complejos desarrollados entre los 3,2 $\times$ 10^9 años y 2,6 $\times$ 10^9 años, a los cuales se le atribuye el evento tectónico del Bloque Imatacá (Venezuela) y Bloque Amapá (norte de Brasil) de 2,8 $\times$ 10^9 años a 2,6 $\times$ 10^9 años, y el Complejo Jequié. El Precámbrico Medio se distingue entre los 2,6 $\times$ 10^9 años a 1,8 $\times$ 10^9 años donde se distinguen los plegamientos y bloques del Ciclo Orogénico Transamazónico (2,26 $\times$ 10^9 años a 1,95 $\times$ 10^9 en el Paleoproterozoico (e.g. Grupo Ipitinga [Brasil]).

En el Escudo Guyanense se distinguen dos pisos estructurales, las del Guyanense Temprano que corresponden a rocas intensamente metamorfizadas y granitizadas del Ciclo Transamazónico (edades encontradas de 1,9 $\times$ 10^9 años); y las rocas del Guyanense Superior, con formaciones menos metamórficas (e.g. Haimaraka [Guyana], Orapu [Guyana Francesa], Armina [Surinam]) e incluyen sedimentos poco o nada metamorfizados de carácter molásico[9], productos de un volcanismo abundante de naturaleza ácida a intermedia (e.g. Chuvicero [Venezuela], Surumú [Brasil], Kukuwini y Iwokrama [Guyana], Dalbana [Surinam])

---

[6] Un *escudo* es toda parte expuesta de un cratón, por ejemplo en Sudamérica las rocas Precámbricas que afloran en forma extensiva en la superficie son los diferentes escudos.

[7] Una *sineclisa* es un proceso epirogenético negativo (i.e de descenso), que posibilita la acumulación de sedimentos en la forma cóncava que la forma.

[8] En contraste a los escudos, la *plataforma* es el craton más los sedimentos horizontales y subhorizontales que la cubren.

[9] Sedimentos de *carácter molásico* se refiere a aquellos sedimentos en cuencas de antepaís provenientes de un episodio orogénico. El nombre deriva de la cuenca sedimentaria *Molasse* del flanco norte de los

y pertenecen al magmatizmo tardío del Ciclo Transamazónico. El Escudo Guyanés corresponde a la provincia geo-cronólogica Maroni-Itacaiúnas, del Cratón Amazónico [125].
Para el Precámbrico Superior, la evolución del Escudo Brasilero Central presentó una primera etapa caracterizada por una acentuada inestabilidad tectónica y abundante magmatismo (definida entre los $1{,}8 \times 10^9$ años a $1{,}0 \times 10^9$ años por los Plegamientos Uruçuanos); mientras que una segunda etapa tuvo menor actividad tectónica que se prolongó hasta el Fanerozoico, donde este cratón fue separado en dos escudos por la ya mencionada Sineclisa Amazónica. Los Plegamientos Uruçuanos se desarrollaron en una época aún no bien definida (aproximádamente $1{,}8 \times 10^9$ años a $1{,}0 \times 10^9$ años) entre el Ciclo Transamazónico y los plegamientos Brasilianos, éste último desarrollado después de los 1×10^9 años hasta los 500×10^6 años. Fueron característicos de esta época los eventos tectónico-magmáticos, donde se formaron fallas regionales y cuencas tectónicas, y se acumularon sedimentos marinos o continentales, algunos de ellos con aspectos molásicos (e.g. Grupo Roraima [Brasil], Grupo Beneficente [Brasil]). El vulcanismo se caracterizó por ser de ácido a ácidos intermedio y en algunos sitios localizados de tipo básico, así como varios intrusivos granito-cratónicos compuestos por granodioritas, dioritas, gabros e intrusivos de sienitas nefelínicas (e.g. Grupo Uatumã [Brasil], datado entre los $1{,}73 \times 10^9$ años a $1{,}45 \times 10^9$ años). Los plegamientos que existieron son de tipo geosinclinales, que se observan en el interior de Brasil, a excepción de los plegamientos de la Sierra del Espinazo en el estado de Bahía (Brasil), que en adición contiene una espesa cubierta sedimentaria y productos de vulcanismo ácido a intermedio.
En el ciclo de los plegamientos Brasilianos (equivalente al ciclo Pan-Africano del continente africano) se diferencian las estructuras Brasílides Inferior y Brasílides Superior (Precámbrico Tardío), presentes en gran extensión alrededor de Brasilia, el río Tocantins y las costas atlánticas hasta el Uruguay; y en algunos sectores en menor proporción por Santiago del Estero, la Rioja y Córdova (Argentina).
Las porciones internas estables de la plataforma sudamericana comprenden el Cratón Amazónico (en la región occidental de la Plataforma Sudamericana). Entre los núcleos más antiguos de la base del Cratón Amazónico se destaca el Complejo Imatacá (Venezuela) con rocas datadas de hasta $3{,}4 \times 10^9$ años (i.e. Mesoarquenao), con facies granulíticas con minerales de hierro, que son semejantes y equivalentes con los complejos de Rupununi (Guyana), Bakhuis-Fallawata (Surinam) e Ile de Cayenne (Guyana Francesa). Las regiones sur del Cratón Amazónico presenta evidencias de evolución del Ciclo Transamazónico representados por el Grupo Grão Pará (Brasil), conocido por tener yacimientos de hierro jaspilítico asociadas a metabasitas metamorfizadas de 2×10^9 años de antigüedad; y por sedimentos del ciclo Transamazónico Tardío en las cercanías de Río Fresco (Brasil), compuesta por granitos datados en $1{,}83 \times 10^9$ años. Podría decirse que hasta aquí se formó la plataforma que constituirá la sudamericana.

Alpes. La estructura y edad del relleno sedimentario de las cuencas antepaís constituyen el mejor registro de eventos de deformación tectónica y de otros procesos geológicos.

Las cuencas tardías y post-tectónicas del ciclo Brasiliano están datadas con radiometría para la edad del Cámbrico-Ordovícico, rellenas de material molásico y volcánico; y están ubicadas en forma esporádica dentro de las unidades que pertenecen a los plegamientos del Ciclo Brasiliano. Existen también unidades con la formación de antefosas molásicas y re-juvenecimientos estructurales intensos y con fenómenos de migmatización, ubicados al norte de Cuiabá (Brasil) y al nor-este del Cratón de Guaporé (Bolivia).

En los tiempos del Paleozoico Temprano, la esquina que pertenecía a Samfrau de Gondwana, un nombre derivado de las palabras en inglés de *South America Africa Australia*, derivó desde las latitudes ecuatoriales hacia abajo en dirección al Polo Sur (Figura 2.4). La Plataforma Sudamericana tuvo su cubierta desarrollada a partir del Silúrico que se concentró en las grandes Sineclisas de Paraná, Chaco, Parnaíba y Amazónica, donde los sedimentos y los materiales volcánicos basálticos asociados pueden alcanzar cerca de 5 000 m de potencia. Un primer estado de desarrollo de esas cubiertas se inicia con un desarrollo marino del Silúrico y Devónico en exclusivo, con carácter mixto en el Carbónico y continental en el Pérmico y Triásico. En este periodo (i.e. Pérmico a Triásico) se destaca una estabilidad tectónica, y a partir del Triásico Tardío y Jurásico se observa una reactivación tectono-magmática, donde se originaron cuencas en fallas en las regiones vecinas a la costa Atlántica. Casi media centena de intrusivos alcalinos y ultra-básico-alcalinos de edades del Jurásico y Eoceno se conocen en el Brasil y Oriente de Paraguay (e.g. Cabo en el Estado de Pernambuco [Brasil]), donde se les asocian minerales como carbonitas y kimberlitas.

La fosa del Atlántico produjo la reactivación extensiva de antiguas líneas de debilidad y la generación de *rifts* y *gravens* dentro del continente y a lo largo del entonces y recientemente formado margen pasivo (i.e. actual costa atlántica). Asimismo, se presentaron actividades volcánicas básicas y alcalinas, donde la mejor manifestación se encuentra en la Trampa de la Cuenca de Paranaíba.

Entre los escudos Brasilero y Guyanés existieron periodos de transgresión del océano durante el Paleozoico. Hasta el Ordovícico Tardío y el Silúrco, las áreas de los escudos estuvieron por encima del agua, por lo que existieron pocos depósitos de rocas sedimentarias. El resultado es una secuencia de rocas sedimentarias de menos potencia que los escudos del flanco, y de este modo el río Amazonas erosionó su curso a través de estos.

El proceso de ruptura del supercontinente de Gondwana formó el océano Atlántico y dejó al descubierto márgenes pasivos en los flancos orientales y occidentales de los actuales continentes sudamericano y africano, respectivamente. En estos márgens pasivos se han acumulado sedimentos, que se cree acumularán gas y petroóleo en el futuro geológico[10].

[10] Otros cinturones de márgenes pasivos conocidos son los del Golfo de México y del Atlántico Central (i.e. costa oriental de los Estados Unidos de Norteamérica), que se abrieron durante el Carbonífero por la sutura que unía los supercontinentes de Gondwana y Laurasia. Uno en actual formación es el Golfo de California.

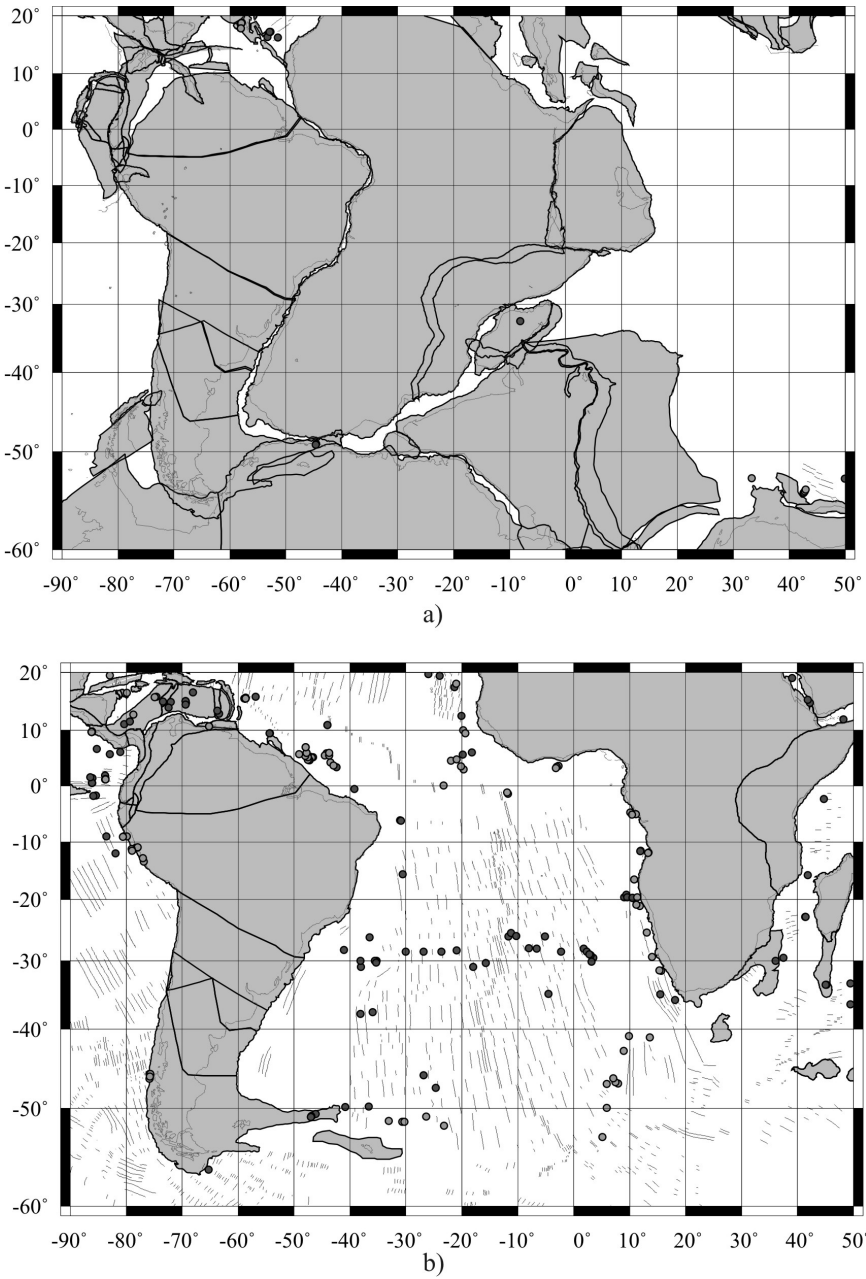


Figura 2.4 Deriva del continente Africano respecto al Sudamericano, desarrollado en Proyección Mercator entre los paralelos 90°W a 50°E y los meridianos 60°S a 20°N [312]. **a** Estado de los dos continentes hace 150×10^6 años; **b** estado actual.

También entre el Ordovícico Tardío y el Silúrico Temprano existió una era de hielo en el continente. Las rocas de arcilla se solidificaron para formar Tilita [11], cuyas dataciones de los tiempos del Silúrico afloran en Argentina y Bolivia.

2.5.2. Macro-región de la Plataforma Patagónica

Hacia el sur del continente sudamericano, la *Plataforma Patagónica* se encuentra en forma íntegra en el territorio extra-andino de Argentina ésta que se extiende hacia la amplia margen continental del oriente. Su posible límite con la Plataforma Sudamericana se da al norte en el Valle de Río Colorado (Argentina), donde sus bordes están ocultos por cubiertas Cenozoicas. Al oriente, el límite de esta plataforma se ubica cercano a las Islas Malvinas; al occidente esta plataforma tendría sus bordes aún no definidos, pero acompañaría en forma periférica a la Cordillera de Los Andes y a la Antefosa Magallánica.
Se estima que la base de la Plataforma Patagónica se estabilizó a partir del Paleozoico Medio o Paleozoico Superior, debido a que se observan hasta esta época regiones de plegamientos. Esta base se encuentra casi cubierta en su totalidad por material volcano-sedimentario de edad Carbonífera. La mayor exposición de la Plataforma Patagónica se encuentra en el Macizo de Somun Cura (Argentina), y en la Región extra-andina de Chubut (cercano al Río Chubut en la provincia de Santa Cruz [Argentina]). Asimismo, en la Cuenca del Río Colorado (Argentina), esta base fue alcanzada por perforaciones petrolíferas. En esa campaña se observó que las rocas que la conforman son de bajo a medio grado de metamorfísmo pertenecientes al Precámbrico Superior y al Paleozoico (i.e. más específico: en la Sierra Grande próximo al Golfo de San Matías, donde se exponen filitas en afloramientos). En las Islas Malvinas se encontraron rocas metamórficas y eruptivas del Precámbrico Superior.
Las rocas de edad carbónica a triásica se encuentran poco expuestas en la Plataforma Patagónica. Ellas señalan una etapa bien definida de la evolución de esta plataforma, caracterizada por intrusiones de rocas de granitoides durante el Carbónico y Pérmico, y volcano-ácidas entre el Pérmico y Triásico. Este vulcanismo local asociado con sedimentos molásicos continentales se conoce desde el límite norte de la Plataforma Patagónica en la Provincia Pampa (Argentina), hasta la provincia Santa Cruz (Argentina). En la región centro-sur de la Plataforma Patagónica se presenta una larga cuenca sedimentaria de origen continental a marina, orientada N-NW de edad carbónica a pérmica, con una posible potencia de 5 000 m. Esta cuenca sedimentaria está oculta en ciertos sitios por sedimentos y rocas volcánicas más recientes, y posee intercalaciones de depósitos glaciares del Carbónico. En el Jurásico Superior se manifestaron en esta región importantes perturbaciones tectónicas. Un proceso intenso de consecuentes fallas de gran actividad dio origen a algunas cuencas y

[11] La *tilita* es una roca sedimentaria compuesta por sedimentos glaciales no clasificados, no estratificados, pero cementados.

a la formación de golfos (e.g. Cuenca del Río Colorado, Golfo de San Jorge, Golfo Valdéz y Golfo Magallánico). En el Jurásico Temprano se form'o la Cuenca Liásica del Oeste de Chubut, a razón de una evolución temprana de un arco magmático relacionado con procesos de subducción a la Placa Patagánica. Asimismo, se identifica una corta fase tectónica del Jurásico Medio que se dio en el sitio, por las evidencias de las Formaciones Osta Arena, Aldea Apeleg y Cerro Ferrarroti [402].
Durante el Cenozoico la actividad tectónica de la Plataforma Patagónica, que estaba ubicada lejos de la Cordillera de los Andes, fue menor que en el Cretácico. Durante el Paleoceno, la subsidencia de la región oriental de la Provincia Chubut (Argentina) y parte norte de la provincia Santa Cruz, causó la invasión del mar proveniente del oceáno Atlántico. Por otro lado, la estabilidad tectónica de la plataforma en regiones alejadas a Los Andes a partir del Mioceno, se pone de manifiesto por las grandes áreas ocupadas por las transgresiones marinas y formaciones continentales, pero con depósitos de sedimentos con potencias reducidas. El intenso vulcanismo que se desarrolló en la mayor parte de la Plataforma Patagónica a partir del Mioceno hasta el presente tuvo especial carácter basáltico.
Al final de Paleozoico, en los tiempos del Carbonífero y Pérmico, el continente estaba cerca del polo Sur. En el Paleozoico Tardío ocurrió otra era de hielo y las Tilitas de éste se depositaron en la Plataforma Patagónica. Las estrías en los fósiles y otros rasgos de la formación del hielo muestran que éste provino por encima, de la dirección de África, y se ajustan con los rasgos de glaciación de ese continente. Esto fue uno de los primeros indicadores de la existencia de la deriva de estos dos continentes (i.e. 'Africa y Sudamérica). Después de esta era de hielo, vino un periodo más templado donde se desarrollaron bosques que originaron Carbón, así como Lutitas de aguas frescas, donde se encontraron los fósiles del *Mesosaurus*, tanto en Sudamérica como en Sudáfrica. Para este tiempo, el continente de Gondwana se fusionó con los Continentes del Norte (e.g. Laurentia) para formar el continente Pangea.

2.5.3. Macro-región de la Cordillera de Los Andes

La costa oeste de Sudamérica está dominada por la cadena montañosa de Los Andes (Cordillera de Los Andes). Ella es la cadena montañosa in-interrumpida más larga en el mundo, con una longitud de 8 000 km desde Venezuela a Tierra de Fuego y el elemento morfólogico más importante en el continente. Ella también presenta los picos de volcanes activos más altos con una elevación mayor a los 6 800 m sobre el nivel del mar, la corteza más espesa, las más grandes calderas terciarias de igmimbritas (e.g. La Pacana [Chile], Pastos Grandes [Bolivia], Kari Kari [Bolivia], Cerro Galán [Argentina]), entre otras sobresalientes e interesantes características. Ésta limita en la actualidad al sureste con la Plataforma Patagónica y al este con la Plataforma Sudamericana. Al norte de ésta última y al noreste en la parte terminal de Los Andes se encuentra el Sistema Montañoso del Caribe. Los límites entre la Cordillera de Los Andes y las Plataformas Sudamericana y Patagónica no están aún bien

definidos por estar gran parte cubiertas por sedimentos de edad Meso-Cenozoica. Así la Antefosa que parte del Ecuador, pasa por Perú, Bolivia (Altiplano) hasta el norte de Argentina, constituye un elemento de transición entre la plataforma Sudamericana y la zona móvil de los Andes Centrales.

La Cordillera de Los Andes tiene sus orígenes desde la existencia del continente de Gondwana, que formaba parte de todo el largo de la costa oeste de ese continente. La margen destructiva era continua a lo largo de toda la costa de Gondwana, de Sudamérica, a través de África y Antártica a Australia y Nueva Guinea (i.e. cinturón móvil de Samfrau). Esta extensa faja manifiesta su movilidad cortical persistente por lo menos desde el Precámbrico Superior hasta los tiempos modernos. Una margen destructiva de la placa (zona de subducción) produjo en estos sitios, depresiones y arcos de islas volcánicas por los tiempos del Paleozoico Temprano.

La evolución policíclica de la Cadena de Los Andes se desarrolló a partir del Fanerozoico en condiciones geosinclinales y/o boreales, sobre un sub-estrato que acusó evolución geosinclinal durante el final del Precámbrico, tal vez extendida al Cámbrico. A partir del Fanerozoico este material fue re trabajado a través de una serie de plegamientos. Esto se deduce debido a que en Colombia son conocidos afloramientos de rocas metamórficas Precámbricas de la Sierra Nevada de Santa Marta (Departamento de la Guajira, Colombia), y afloramientos dentro de la Cordillera de Los Andes, donde la presencia de capas fosilíferas poco o nada metamórficas de edades Cámbricas a Ordovícicas, facilitan el reconocimiento de rocas Precámbricas, también datadas por métodos isotópicos. Por ejemplo en la Sierra Nevada de Santa Marta se reconocen rocas metamórficas de facies de anfibolita a granulita datadas para $1{,}3 \times 10^9$ años a $1{,}4 \times 10^9$ años, situación que confirma la presencia de material Precámbrico en esta cordillera. El sub-estrato donde se exponen las rocas Precámbricas en este sitio es aún poco conocido a detalle.

En tramos aislados de la Cordillera de Los Andes, se encuentran expuestas rocas atribuidas al Precámbrico Superior, en general son meta-sedimentos y meta-volcánitas de evolución polifásica, metamorfizadas en facies de esquistos verdes de Anfibolita, que fueron migmatizados y penetrados por rocas ácidas, ultrabásicas y otras rocas eruptivas. Estas rocas no son fáciles de distinguir de las rocas del Paleozoico que también fueron metamorfizadas en especial en la región costera de Chile (entre Valparaíso y la Península de Taitas) o los afloramientos al norte del paralelo de Santiago de Chile. En el noroeste de Argentina, en las Sierras Transpampeanas, Cordillera Oriental, Precordillera y Puna, así como en las regiones próximas a Chile, Bolivia y Perú (i.e. Huáncar y Cordillera de Vilcabamba), se observan meta-sedimentos y meta-volcánitas cubiertos en discordancia angular por capas fosilíferas poco o nada metamorfizadas del Paleozoico Inferior. En la costa sur del Perú y región vecina de Chile, las rocas Pre-Devónicas del Macizo de Arequipa tienen edades radiométricas de alrededor de 640×10^6 años a 630×10^6 años, y también se encuentran edades de 2×10^9 años en algunas rocas de facies granulíticas.

En el Paleozoico, la actividad tectónica fue mucho más clara en la parte colombiana de la cordillera de Los Andes. Rocas Cámbricas y Ordovícicas fosilíferas afloran en la superficie. Ellas representan depósitos marinos formados en el borde de la Plataforma Sudamericana

en un geosinclinal cuya zona externa se encuentra en la Cordillera Oriental, en la Serranía Perijá, en el Macizo de Santander y en la Sierra Nevada de Santa Marta.
En el Devónico Superior se caracteriza la constitución de los materiales de la Cordillera Oriental, que se extiende desde el sureste del Perú (i.e. desde el Norte de Huarina), Occidente de Bolivia y Norte de Argentina. Casi la totalidad de estos materiales fueron retrabajados en la fase de los Plegamientos Andinos. Muy pocas regiones formaron cuencas tardías y pos-tectónicas, en el periodo Permo-Jurásico y Jurásico (en la cordillera oriental en el Perú). Asimismo, algunas estructuras del Paleozoico Inferior fueron también retrabajadas por los plegamientos del Paleozoico Medio y Superior, por ejemplo aquellas estructuras cercanas al Golfo de Corcovado, al norte de la isla Chiloé (Chile).
Para el Paleozoico Tardío, la Cordillera de Los Andes estaba ya establecida, donde las erupciones de volcanes andesíticas eran típicas y frecuentes, y los sedimentos de las montañas eran depositados más allá de sus laderas en el interior del continente. Para esta misma época empieza a desarrollarse la parte sur-occidental de Sudamérica en la parte andina. Una envoltura amplia de rocas del Jurásico yace al Este de Los Andes desde Bolivia hacia el sur. En el Jurásico Tardío, Sudamérica se aleja de Norteamérica dando lugar al corte de piezas del escudo continental que en forma eventual formarán parte de Centroamérica y las Indias Occidentales. Hasta el Cretácico Tardío, Sudamérica fue una porción oeste de la parte sur del Supercontinente de Gondwana. Para el Mesozoico y Cenozoico, la Cordillera de los Andes sufre una serie de plegamientos diferentes a los mencionados con anterioridad.
Las estructuras Mesozoicas y Cenozoicas de Los Andes se desarrollaron sobre una faja de plegamientos de la cual heredaron sus principales direcciones estructurales. Las cámaras magmáticas profundas que suplían de material fundido a los volcanes del Mesozoico fueron expuestos como batolitos graníticos a lo largo de la cadena.
La faja de Plegamientos Mesozoicos se extiende hacia las costas occidentales del continente y comprende los territorios de Chile, las márgenes occidentales de Argentina, Bolivia, Perú, Ecuador, Colombia y el norte de Venezuela. De acuerdo con su característica, se distinguen en esa faja las siguientes zonas:

- sistema montañoso de carácter geosinclinal de El Caribe (al norte del continente en Venezuela);
- Andes Septentrionales de carácter de transicional (entre geosinclinal a boreal), que comprende la cadena montañosa venezolana, colombiana y ecuatoriana; y al sur en forma marginal e indicativa por la Dorsal de Carnegie, cercano al paralelo del Golfo de Guayaquil;
- Andes Centrales de carácter boreal, desde la Deflexión de Uancabamba entre el Ecuador y Perú (entre los paralelos 4°S a 5°S, provincia Piura–Perú) hasta las proximidades de los paralelos 33°S a 35°S (Chile). Otros autores lo limitan al sur en forma indicativa con la Dorsal de Juan Fernández (cercano al paralelo 40°S). Desde el punto de vista geomorfológico, los Andes Centrales también podrían estar limitados, respectivamente al norte y sur, por las zonas planas que presentan volcanes inactivos en las regiones que comprenden los territorios de Perú y Chile;

- Andes Australes, compuesto por Los Andes Patagónicos y Los Andes Magallánicos, éstos dos últimos de carácter geosinclinal.

La Cordillera de Los Andes presenta una serie de zonas morfológicas longitudinales debidas a su tectónica, algunas son bloques cuya tendencia ascensional se manifestó durante gran parte del Ciclo Andino (e.g. La Cordillera Central de Colombia, la Cordillera Real y la Cordillera Central Ecuatorianas, la zona costera del Perú). Otras son la fosas deprimidas manifestadas a finales del Cretácico (e.g. Depresiones Intra-andinas de Chile, Perú, Ecuador y Venezuela). Asimismo, desde el sur de Ecuador al norte de Argentina, al este del tramo boreal oriental central de la Cadena de Los Andes, se presenta un elemento de transición entre la Cordillera de Los Andes y la Plataforma Sudamericana, representado por la Antefosa Subandina La Antefosa Magallánica también constituye otro elemento de transición, en la extremidad sur oriental del continente.
También la morfología de Los Andes está relacionada con la morfología de las placas tectónicas oceánicas que subducen a élla. Por ejemplo todas las zonas volcánias correlacionadas con la subducción de la Placa de Nazca tienen magmas provenientes de la fundición y flujo del plano del manto de la placa. Coincidente con la zona central de la Placa de Nazca, las zonas volcánicas de Los Andes tienen magmas de andesitas y dacitas, mientras que coincidente con la zona septentrional de la Placa de Nazca, Los Andes tienen zonas volcánicas compuestas por basaltos y andesitas máficas. Esta diferencia puede estar relacionada a que en esta zona más al norte, los magmas cruzan una corteza delgada, mientras que hacia el sur ellos cruzan una corteza más gruesa. La generación de estos materiales se atribuye a procesos de erosión cortical y fusión en la cuña astenosférica.
En los Andes Australes la relación de las zonas volcánicas con su respectiva placa (Placa Antártica) es semejante. La presencia de materiales volcánicos compuestos por adakitas[12] andesíticas y adakitas dacíticas del Mioceno, muestran también un proceso de fundición de la Placa Antártica contra la sudamericana. Sin embargo, se observó también la presencia de material (i.e. adakitas patagónicas) que requiere para su formación una corteza oceánica joven y caliente, y una corteza continental delgada; cuya fusión parcial desarrolle en una cuña astenosférica anómala de origen térmico [351].
El control y la evolución morfológica de toda la cordillera de Los Andes se debió a los procesos de acortamiento tectónico, erosión controlada por aspectos climáticos, producción de eclogita y procesos de delaminación, esta última ocurrida durante el Cenozoico [301, 332].
A continuación se describen algunos rasgos geológicos particulares de tres regiones morfoestructurales de la macro-región de Los Andes.

[12] El término *adakita* fue introducido en la literatura geológica para referirse a un tipo especial de roca volcánica cuya localidad tipo corresponde a la isla de Adak en las islas Aleutianas en la región boreal de Norteamérica. El uso de este término se aplicó luego a diversas rocas volcánicas formadas por distintos procesos a lo largo de diferentes zonas de subducción cenozoicas y sistemas de subducción mesozoicos y paleozoicos.

Sistema montañoso de El Caribe y Los Andes del Norte

El Sistema Montañoso del Caribe se desarrolló en condiciones geosinclinales en el extremo norte de Venezuela, como parte del arco insular de la región oriental del Caribe. En su base afloran rocas paleozoicas inclusive complejos ígneos y metamórficos del Paleozoico Inferior. La sedimentación se inició durante el Jurásico Superior y Cretácico Inferior dando lugar al Grupo Caracas (Venezuela). Le siguió a este proceso de sedimentación un otro proceso de sedimentación sinorogénica acompañada por intenso vulcanismo submarino de naturaleza ofiolítica. En el Cretácico Superior se desarrolló un metamorfismo en facies esquisto-verdosos a epidótico-anfibolíticos. A partir del Cretácico Superior se tiene un intenso tectonismo por fallas y deslizamientos gravitacionales. En el Paleoceno y Eoceno continuó la sedimentación y a finales del Eoceno existieron esfuerzos compresívos con dirección NNW a SSE, al cual le siguió la depositación de molasas en las cuencas intermontánas hasta el Plioceno. Los procesos magmáticos que acompañaron la evolución de la cadena geosinclinal están constituidos por plutones graníticos predominantes, vulcanismo básico y ultrabásico en lecho submarino, e inclusive peridotitas serpentinizadas.
Los Andes del Norte (también llamado Los Andes Septentrionales) están separados en dos dominios por una dorsal longitudinal que constituye la Cordillera Real (Ecuador) y la Cordillera Central (Colombia), en donde sus estructuras se ocultan debajo de cuencas terciarias de la costa del Caribe. En dirección este de estas Cordilleras se desarrolla una dorsal que constituye la Cordillera Oriental Colombiana y Los Andes Venezolanos (Andes de Mérida). Una característica distintiva de Los Andes del Norte es que la zona occidental fue modelada sobre terrazas oceánicas acresionadas al continente a medida que Los Andes se formaba, mientras que el resto de la cadena montañosa se formaba sobre la base continental que ya conformaba parte de Sudamérica.
Los Andes Ecuatorianos está formado por rocas deformadas y de metamorfismo variado del Paleozoico y Mesozoico cubiertas por unidades volcánias y sedimentarias del Cenozoico. Las Cuencas Putumayo-Oriente-Marañon (región morfo-estructural 41 de la Figura 2.2 y Cuadro 2.1) forman parte de una cuenca meso-cenozoica que cubren una base cratónica antigua. La zona sub-andina de estas cuencas (de 50 km a 80 km) se elevó de 500 m a 1 000 m por acciones tectónicas de compresión en el Cenozoico Tardío. En esta dorsal intraandina se pueden observar algunas extensiones de rocas Precámbricas y Eopaleozóicas. La Cordillera Real en el Ecuador está dividida de la Cordillera Occidental Ecuatoriana por un valle interandino que está cubierto por depósitos volcánicos y volcanoclásticos Terciarios y Cuaternarios. El valle está limitado al Oeste por la Falla de Pujili y al Este por la Falla Peltetec. Un eje de zona volcánica corta longitudinal a este valle en su lado oriental hacia la zona subandina. La Cordillera Occidental consiste en su mayoría de cortezas oceánicas del Cretácico y Eoceno, turbiditas y secuencias de arcos oceánicos cubiertas por sedimentos continentales del Eoceno Tardío a Oligoceno e intruídas por rocas magmáticas de edades a partir del Eoceno. El flanco de la región pacífica está compuesto por una base de naturaleza oceánica cubierta por sedimentos Cretácicos a Cenozoicos.

En los Andes Colombianos se distinguen en forma clara: una cordillera oriental, central y occidental. Al este está limitado por el sistema de falla de desplazamiento del Borde Llanero que marca el límite de las cuencas de Los Llanos y Barinas-Apure (respectivamente, unidades morfo-estructurales 96 y 97 de la Figura 2.2 y Cuadro 2.1) Tanto la Cordillera Central como la Oriental tienen como material de base naturaleza continental del Precámbrico cubierto por secuencias sedimentarias y volcánicas del Paleozoico y Terciario. Ellas están divididas por la cuenca del Río Magdalena formada en el Neoceno. La Cordillera Central fue sujeta a deformaciones dominantes del Cretácico Tardío y Terciario Temprano, mientras que la Cordillera Oriental está afectada por esfuerzos de compresión a partir de del Mioceno Tardío. A lo largo de la Cordillera Central se desarrollan la zona volcánica activa. La Cordillera Occidental consiste en su mayoría de rocas magmáticas oceánicas del Cretácico y está limitada al este por la Falla del Romeral (considerada una sutura). Hacia el oeste de la cordillera se tienen las cuencas de Chocó y Pacífico Costero (respectivamente, unidades 87 y 88 de la Figura 2.2 y Cuadro 2.1) limitadas compuestas por terrazas oceánicas acresionadas en el Mioceno.
Los Andes Venezolanos están representados por la Cadena Montañosa de Mérida (i.e. Cadenas Costeras Venezolanas [unidad 93 Figura 2.2 y Cuadro 2.1]) que se desarrolla en dirección noreste que se une con el cinturón Falcón que se desarrolla en dirección norte hacia los sistemas montañosos del Caribe. Los Andes de Mérida, como también se denomina a esta cadena montañosa, está en su mayoría compuesto por rocas del Paleozoico. Ella está limitada al noroeste con la cuenca de Maracaibo (Unidad 99) y la cuenca Barinas-Apure (Unidad 97).

Los Andes Centrales

Los Andes Centrales puede dividirse en dos tramos según su orientación prevaleciente:

- la parte norte, que comprende Perú, Bolivia y norte de Chile; donde las estructuras poseen direcciones NW-SE que luego cambian a una dirección N-S en las proximidades del paralelo 17°S;
- la parte sur que comprende la Cadena Chileno-Argentina; donde la cordillera de Los Andes se orienta en dirección N-S, debido a una tectónica del Plioceno-Pleistoceno, a partir de la llamada Triple Fractura Boliviana o Zona de Inflexión de la Cordillera de Los Andes.

Parte Norte

En la parte norte de los Andes Centrales prevalece un sistema de plegamientos y espesos sedimentos geosinclinales dispuestos al borde de la Plataforma Sudamericana. En Bolivia las capas del Paleozoico Inferior y Medio comprenden casi 15 000 m de potencia de se-

dimentos predominantes marinos, que con menor espesor continúan hacia el norte dentro de Perú. La sedimentación del Paleozoico Superior en el Perú incluye un gran espesor de capas marinas, que en Bolivia y norte de Argentina pasan a ser de carácter continental. Los movimientos tectónicos del Paleozoico Inferior no originaron plegamientos en este tramo de la cadena, y las deformaciones más importantes son de edad Devónica Superior. La fase de deformaciones del Pérmico Medio en este sector está representada por actividad intensa de fallas con movimientos verticales de bloques que fueron acompañados por actividad volcánica de tipo andesítico y riolítico. Asimismo, se acumularon importantes depósitos de molasas continentales rojas del Pérmico Superior donde existieron plegamientos importantes.

En esta misma parte, la sedimentación del Ciclo Andino se inició durante el Triásico Superior y continuó hasta el Cretácico Superior, que llenó los surcos paralelos a la dirección existente de la cadena montañosa. La sedimentación es este sitio fue desprovista de *flysch*, y posee frecuentes intercalaciones de rocas carbonatadas. Durante este periodo, desde el Triásico Superior hasta el Cretácico Superior, fue acompañado de intenso vulcanismo andesítico y basáltico. El Altiplano Perú-Boliviano así como la Cordillera Oriental se mantuvo por encima del agua durante el Mesozoico, con algunos eventos ocasionales de inundación marina.

La actividad tectónica y los movimientos ocurridos entre el final del Cretácico y el Eoceno causaron el retiro del mar para las regiones localizadas en la actual costa, donde se inició la extensa sedimentación de época terciaria. A partir del Cretácico Superior se desarrollaron diversas fases de plegamientos en esta parte. La más antigua, Pre-Maestrichtiana, actuó de forma más intensa en la costa. Los movimientos ocurridos entre el final del Cretácico y el Eoceno fueron de naturaleza epirogénica en su mayoría. Entre el Eoceno Medio y el Oligoceno Inferior ocurrió la más importante de las fases de plegamientos del Perú (i.e. Fase Incaica).

Durante el Oligonceno comenzaron a subsidir las cuencas intramontanas del Altiplano Boliviano y planialtos del centro y sur del Perú (i.e. Altiplano Peruano, Puna). En algunas de estas cuencas, la sedimentación continental alcanzó los millares de metros de potencia, ya que la Cordillera Oriental abasteció con detritos y debido a la Depresión Subandina, que desde el Jurásico recibía sedimentos continentales.

Entre el Jurásico y el Plioceno ocurrió un intenso plutonismo calco-alcalino en la Cordillera Occidental y en la región Litoral de Perú y Chile, de composición diversa entre granodioritas, dioritas y tonalitas; y corresponden a una etapa tardía en relación con las principales fases de plegamientos. En la Cordillera Oriental algunas intrusiones de dioritas y andesitas son atribuidas al Ciclo Andino. También, a partir del Triásico Superior se desarrollaron intensas actividades volcánicas de tipo andesítico, riolítico, dacítico y basáltico.

El vulcanismo mesozoico ocurrió en su mayoría en la región costera del Perú y norte de Chile, acompañado de la sedimentación de los surcos lineales; y durante el Terciario fue muy intenso el vulcanismo en el occidente de la cadena montañosa de los Andes Centrales. En esta fase el material volcánico anterior al Plioceno fue plegado y afectado por varias fases de deformación. El vulcanismo a partir del Plioceno hasta la actualidad es de natu-

raleza andesítica y cubre la mayor parte de la Cordillera Occidental, siendo escaso en la Cordillera Oriental y en el Altiplano Boliviano.

Faja Estañífera Boliviana.- Una estructura particular que se destaca en la parte central de la Cordillera de Los Andes es la Faja Estañífera Boliviana, debido a su constitución morfotectónica específica, su estructura cortical suprayacente y la sobreimposición de eventos magmáticos ocurridos en épocas geológicas diferentes, durante el Permo-Triásico (más característico del segmento norte de la Faja Estañífera Boliviana) y el Mioceno-Plioceno (más característico del segmento sur del mismo) [205]. Ésta se extiende por una faja de aproximadamente 1 000 km de longitud, ubicada en un sector restringido de la Cordillera Oriental que se extiende desde el sur del Perú y Bolivia hasta el noroeste de Argentina. En el segmento norte de esta faja, la mineralización se ubica en las zonas apicales y en apófisis de cuerpos ígneos graníticos (e.g. plutones de Yani, Sorata-Illampu, Huayna-Potosí, Zongo y Mururata-Taquesi [de 220×10^6 años a 197×10^6 años]). En el segmento sur, los complejos mineralizados del Mioceno presentan rocas subvolcánicas (e.g. Macizo de Kari-Kari que es una gran caldera insurgente) [166, 376]. En un segundo episodio miocénico (de 25×10^6 años a 15×10^6 años), constituido por actividad eruptiva de tras-arco, se presentaron erupciones voluminosas y grandes calderas emplazadas al interior de la engrosada corteza andina del sitio. Extensos campos volcánicos se formaron en zonas estructurales favorables (e.g. Meseta de Los Frailes, Morococala y el macizo adyacente a Kari-Kari; todos cubren un área de 10 000 km^2) donde está ubicado el histórico Cerro Rico de Potosí (Figura 1.10).

Parte Sur

En la parte sur de Los Andes Centrales se distingue la zona pericratónica lineal, que termina en el extremo norte de la costa chilena; y la zona intracratónica lineal, situada al Este de la anterior y que se extiende en el territorio argentino. En el flanco oriental de la Cordillera de la Costa en Chile se encuentran los principales yacimientos de cobre del continente (e.g. Mina Chuquicamata). En esta zona se encuentra la Zona de Falla de Atacama (ZFA) entre las latitudes 20°S (cerca de Iquique) a 29°S (cerca a La Serena), que tiene asociadas varias megafallas y que puede dividirse en dos segmentos: el segmento norte (i.e. de Iquique a Taltal [aprox. paralelo 25°S]) y el segmento sur (i.e. de Taltal a La Serena).

Los Andes del Sur

En la parte sur de la Cordillera de los Andes, que comprende la costa de Chile, la Cordillera Frontal, la Precordillera y el Bloque de San Rafael (Argentina), existe un sistema geosinclinal independiente del mencionado sistema Perú-Boliviano, el cual está separado por una dorsal cubierta entre el Cratón Arequipa-Antofalla y las Sierras Transpampeanas de Argentina. En la Precordillera de San Juan se presenta una zona de geosinclinal que fue rellenada con rocas carbonatadas entre el Cámbrico Inferior y el Silúrico Tardío. En la región occidental de la Precordillera, en la Cordillera Frontal y en la Cordillera de la Costa (Chile) se acumuló para el Silúrico Tardío un gran espesor de material pelítico invadido por magmatismo ofiolítico de la misma época. A partir del Carbónico Superior hasta el Triásico Superior se formaron molasas de origen marino, en un principio, hasta molasas continentales rojas, acompañado de magmatismo ácido a intermedio en primera instancia, y luego por magmatismo basáltico del Triásico y Jurásico Inferior.
Entre las latitudes 38°S y 42°S, la base cristalino pre-Mesozoica actúa como una dorsal diagonal a la Cadena y separa los Andes Boreales al norte de los Andes Geosinclinales al sur. En este intervalo de latitudes, 38°S y 42°S, la Cordillera de Los Andes se puede dividir en tres dominios paralelos entre sí diferentes desde el punto de vista tectónico:

- una zona de ante-arco ubicada entre la fosa Peruano-Chilena y la Cordillera Principal, en la cual se encuentran la Cordillera de la Costa y la Depresión Central, paralelas al margen de las placas. Esta depresión comienza al norte en la región de San Felipe cerca de Santiago de Chile y termina al sur de Aisén en el Istmo de Ofqui a la latitud del Punto Triple en la Península de Taitao, donde colisiona la Dorsal de Chile con la fosa;
- un arco magmático (i.e. intra arco) ubicado en la Cordillera Principal que se desarrolla adyacente o sobre los lineamientos corticales de la Zona de Falla Liquiñe-Ofqui (ZFLO), que es la zona de los volcanes activos;
- una zona de antepaís.

La zona de falla Liquiñe-Ofqui tiene más de 950 km de extensión de norte a sur, que se convierte en una de las mayores zonas de fallas de rumbo activas que se conoce en zonas modernas de subducción [240]. Esta zona de falla fue dúctil, de dextral a dextral inversa, durante el Mioceno Tardío y parte del Plioceno, y de tipo frágil transpresional dextral en el Plioceno y Pleistoceno. Se caracteriza por una serie de lineamientos NNE-SSW, fallas y zonas de cizalla que siguen la dirección de los arcos magmáticos [269].
En las bases de Los Andes Geosinclinales se presentan estructuras metamórficas y eruptivas de edad Paleozoica. Los geosinclinales tienen una orientación N-S en la Patagonia, con inflexión gradual hasta ser E-W en la Cordillera Magallánica y Tierra de Fuego. En el Jurásico Superior se inició una sedimentación marina con eventos de vulcanismos basálticos y bien desarrollados en la Cordillera Fueguina. Deformaciones se presentaron durante el Jurásico Superior con la presencia de plutones graníticos. Durante el Cretácico Medio y Superior se presentaron importantes plegamientos y procesos de fallas inversas en Tierra

de Fuego. Desde el Cretácico Superior al Eoceno se dieron a lugar depositaciones de molasas. Durante el Paleoceno y Mioceno ocurrieron diversas intrusiones eruptivas silícicas y volcanismos asociados.

2.5.4. Características paleontológicas

La fauna tanto en el continente sudamericano como en el africano, antes del Cretácico, fue similar (Figura 2.5). A partir del Cretácico, los escudos Precámbricos del continente se separaron a lo largo de las fosas de falla (*rifts*) de la Costa Atlántica y ocasionaron la separación de Sudamérica de Gondwana (Figura 2.4).
Las principales evidencias que existen acerca de la costa atlántica de Sudamérica fuera parte de la costa atlántica del continente africano son:

- las líneas costeras de ambos continentes encajan casi en forma perfecta;
- las formaciones rocosas y cadenas montañosas de edad anterior al Cretácico ente ambos continentes se correlacionan con gran exactitud;
- se observan en el intermedio del Océano Atlántico formaciones rocosas que pertenecen a ambos continentes.

También se observa que en todo el continente sudamericano, a partir del Cretácico Tardío, la fauna cambió con respecto al africano (Figuras 2.6 y 2.7).
Luego de esta separación y hasta el Terciario, Sudamérica era todavía una isla, y la tierra que serviría de puente con Norteamérica no estaba completa hasta alrededor de mitad del Plioceno, donde luego se produjo el último intercambio de fauna con el continente de Norteamericano.

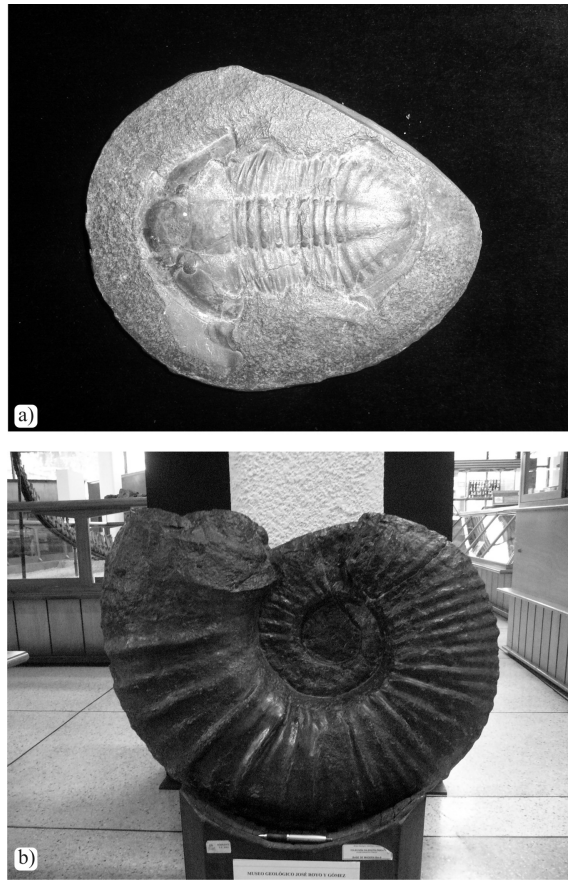


Figura 2.5 Trilobites y Cefalópodos del Paleozoico y Cenozoico. **a** Trilobite *Acanthopyge Balliviani* encontrado en Bolivia (Colección personal de Álvaro Fernández, Cochabamba–Bolivia); **b** Amonite encontrado en Villeta, Departamento de Cundinamarca–Colombia (Museo José Royo, Bogotá–Colombia).

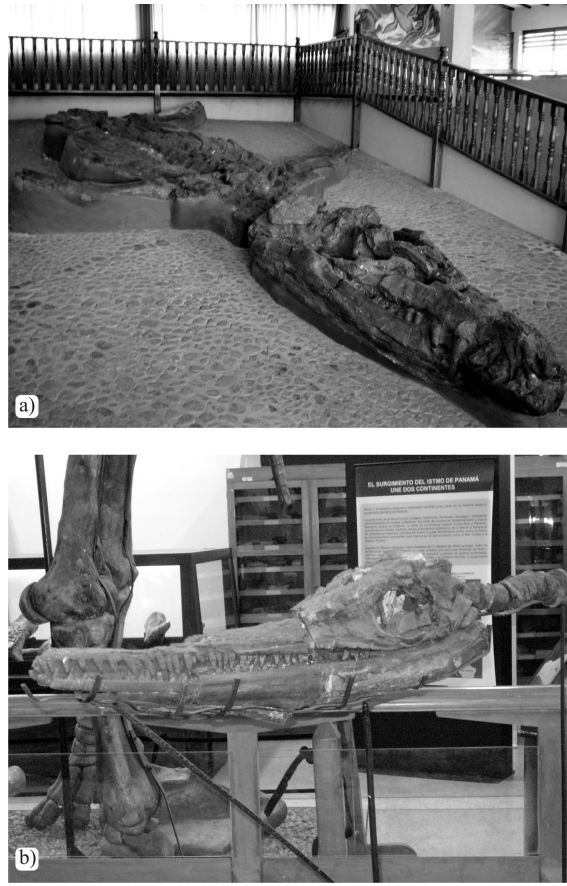


Figura 2.6 Animales antes de la separación del continente sudamericano de Gondwana. **a** Cronosaurio encontrado en Villa de Leiva, Departamento de Boyacá, de edad Cretácica (144×10^6 años a 65×10^6 años) (Museo paleontológico de Villa de Leiva–Colombia). En el mundo existen sólo dos ejemplares, éste y uno encontrado en Queensland–Australia; **b** Amosaurio encontrado en Villa de Leiva, Departamento de Boyacá, de edad Jurásica (206×10^6 años a 144×10^6 años) (Museo José Royo y Gómez, Bogotá–Colombia).

Figura 2.7 Animales después de la separación del continente sudamericano de Gondwana. **a** Megaterio encontrado en Villavieja, Departamento del Huila, de edad Pleistocena ($1{,}8 \times 10^6$ años a 10×10^3 años); **b** Mastodonte encontrado en Pubenza, Departamento de Cundinamarca, de edad Pliocena ($5{,}3 \times 10^6$ años a $1{,}8 \times 10^6$ años) Ambas fotografías: Museo José Royo y Gómez, Bogotá–Colombia.

Actividades

2.1. Escoja una región morfoestructural de la Figura 2.2 que esté dentro o que contenga parte del país donde se encuentra, y consultando libros locales, publicaciones indexadas en revistas y congresos nacionales e internacionales, describa ¿cómo fue el desarrollo de los acontecimientos geológicos, a partir de finales del Arqueano ($\approx$3,5 $\times$ 10^9 años), para finalmente tener las condiciones actuales de la región morfoestructural escogida? Anexe mapas como ilustraciones y liste detalladamente las referencias usadas.

2.2. Si usted está actualmente involucrado en algún proyecto en específico, escoja la región morfoestructural donde el proyecto se encuentra y realice el mismo trabajo de la Actividad 2.1. Si la extensión del proyecto involucra más de una región morfoestructural, se involucran todas ellas en el trabajo de esta actividad.

Capítulo 3
Geología Regional y Local

Resumen Este capítulo resume algunos conceptos de geología regional y local, útiles para describir el macizo rocoso desde el punto de vista de su genética y tectónica aplicados a la descripción del macizo rocoso. Si bien algunos conceptos (e.g. *falla*) entre los ingenieros civiles de rocas e ingenieros geólogos no han estado libre de ambigüedad y animosidad, es en este capítulo que se desea en lo posible disminuir tales diferencias conceptuales.

3.1. Descripción geológica regional

En los diversos trabajos civiles de superficie y/o subterráneo, la geología regional es el primer aspecto que uno debe entender luego que se conoce el sitio donde se requiere aplicar la mecánica del macizo rocoso. Esta descripción dará una importante visión de lo que ocurre a nivel local. En primer lugar es necesario conocer el tipo de material de la región circundante donde se emplazará la obra, las fallas regionales y zonas de falla, las estructuras regionales, los procesos dinámicos e inclusive la geología histórica de la región. Toda esta información ayudará para tener mayores argumentos para la descripción del macizo rocoso, y tener respuestas del origen y presencia de muchas discontinuidades e in-homogenidades que se presenten en el mismo. En el caso que existan depósitos no consolidados (i.e. suelo) y otros depósitos superficiales por encima del macizo rocoso, se aconseja diferenciar y describir el origen genético y la litología de los mismos.
La descripción geológica regional se hace en toda la zona morfoestructural a la que pertenece el sitio del proyecto . Es por esta razón que se dedicó todo el segundo capítulo a la descripción geológica, luego de definir las regiones morfoestructurales.

3.1.1. Actividad sísmica

La actividad sísmica de una región es en su mayoría a causa de la interacción dinámica de las placas de la corteza terrestre (i.e. sismicidad interplaca). La distribución espacial de los epicentros de los sismos en la corteza terrestre es la mejor evidencia de los límites de las placas. Sin embargo, en el interior de las placas también se pueden producir sismos, llamados sismos intraplaca, que se generan a razón de la transmisión de los esfuerzos dentro de la masa de la placa. Estos sismos así generados son más superficiales que los sismos interplaca (i.e. alrededor de los 30 km de profundidad) y tienen magnitudes de moderadas a bajas en comparación con los sismos anteriores. Este tipo de sismos puede ocurrir en cualquier lugar de la corteza terrestre, sin embargo siempre existen zonas de mayor frecuencia debido a las estructuras geológicas que yacen en aquel sitio (e.g. zonas de falla).
Hasta ahora son insuficientes los estudios geológicos y sismológicos para explicar un padrón determinado de estructuras geológicas que inducen este tipo de sismos. Los mayores sismos dentro de las regiones continentales estables ocurren por lo general en áreas donde la corteza continental concentra esfuerzos por procesos tectónicos recientes (e.g. durante el Mesozoico y Cenozoico). Por ejemplo en los estados de Goiâs y Tocantins (Brasil) se observó una faja sísmica alineada de SW-NE casi paralela a un lineamiento de fallas geológicas denominado *Lineamiento Transbrasiliano* [420](Figura 3.1).

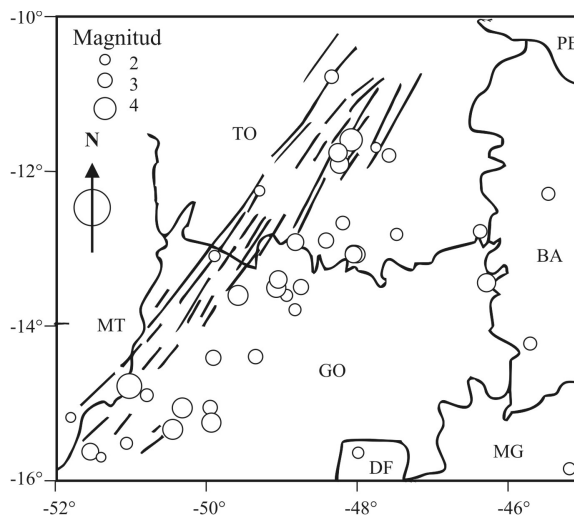


Figura 3.1 Fallas geológicas correlacionadas con eventos sísmicos en Goiâs-Tocantins, Brasil [420]. *TO* Estado de Tocantins; *BA* estado de Bahía; *MT* estado de Matto Grosso; *GO* estado de Goiâs; *DF* Distrito Federal; *MG* estado de Minas Gerais; *PE* estado de Pernambuco.

Aparte de la sismicidad interplaca, pueden presentarse otros tipos de sismos inducidos por la actividad humana (e.g. explosiones nucleares, inyección de fluidos/gases en la corteza terrestre, extracción de fluidos/gases de la corteza terrestre, llenado de embalses). En lo que se refiere al llenado de embalses, se observaron sismos inducidos durante el llenado de las presas Hoover y Oroville en Estados Unidos, presa Koyna en la India, presa Kariba en Zambia, presas Kremasta y Marathon en Grecia, presa Xinfengkiang en China y Aswan en Egipto, por ejemplo [420]. En Teixeira et al., (2000) [420] se resume una lista de algunos sismos inducidos relacionados al llenado de embalses en Brasil, en el Cuadro 3.1 se muestran sólo las cuatro de mayor magnitud.

Cuadro 3.1 Principales sismos inducidos en Brasil.

Nombre del embalse	Altura de la presa (m)	Año de registro del sismo	Magnitud del sismo	Intensidad del sismo (Escala Mercali)
Porto Colômbia, MG/SP	40	1974	4,2	VI-VII
Nova Ponte, MG	140	1998	4,0	VI
Cajurú, MG	22	1972	3,7	VI
Capivara, PR/SP	60	1979	3,7	VI

Para un proyecto de ingeniería, de acuerdo con lo comentado arriba acerca de la actividad sísmica, se tiene que tomar en cuenta que antes de tener un evento sísmico existe una modificación del estado de esfuerzos de la región, tema que se debe estudiar con mayor intensidad dentro de la mecánica del macizo rocoso.

3.1.2. Suelo y roca

El proceso de identificación del origen del suelo y la roca, dentro de la investigación geológica para fines de estudios de la mecánica de macizos rocosos para obras civiles, tiene que ser referencial y no exhaustiva. En muchos casos se tendrá una hipótesis del posible origen de la roca, mas no la entera certeza para el caso de macizos rocosos formados en ambientes dinámicos y metamórficos.
El origen del suelo y la roca se puede explicar a partir del ciclo petrológico, que es un modelo conceptual del cómo las rocas y el suelo se forman, transforman, destruyen y regeneran como respuesta a los procesos que intervienen en cada fase del ciclo. Este ciclo sugiere que las rocas de la Tierra pasan por un proceso de reciclado una y otra vez a lo largo del tiempo geológico (Figuras 3.2 y 3.3). Este modelo plantea que todas las rocas proceden del manto superior terrestre *astenose* (magmas), del espacio (meteoritos), de organismos

(restos de animales o plantas), o de la fragmentación y descomposición química de otras rocas (sedimentos).

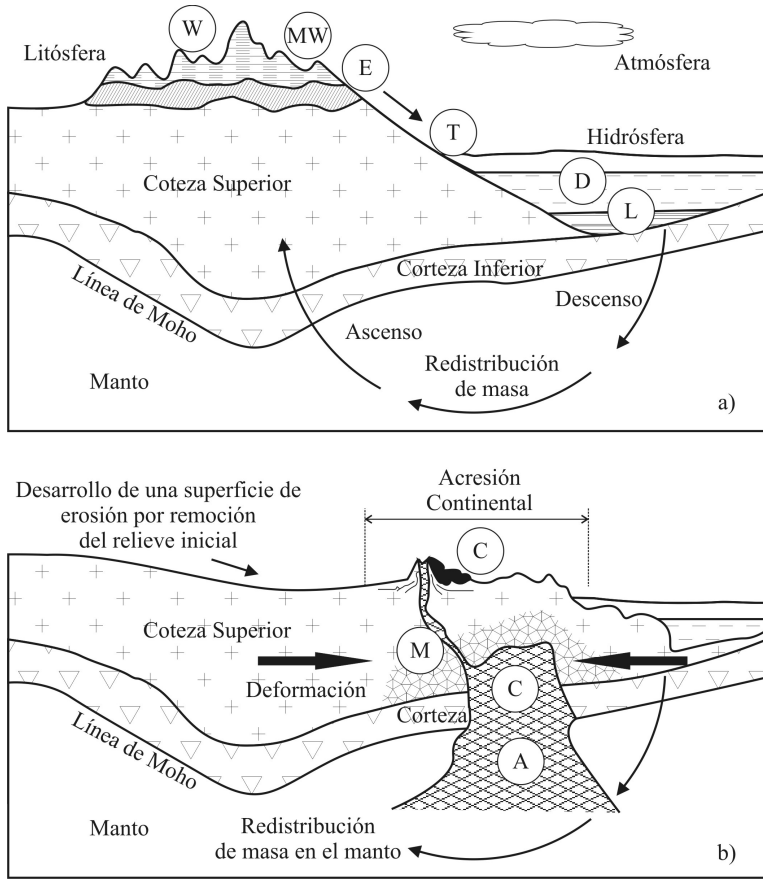


Figura 3.2 Esquema del ciclo del suelo y la roca. **a** Fase A; **b** fase B [442]; *C* cristalización; *D* depositación; textitW meteorización o intemperismo; *P* pedogénesis; *MW* reciclado de masas (*Mass Wasting*); *L* litificación o diagénesis; *E* erosión; *T* transporte; *A* anatéxis (regeneración del magma por fluidificación de rocas pre-existentes); *M* metamorfismo.

El ciclo puede empezar en cualquier tipo de roca, no obstante por fines académicos se considera que inicia con el magma. Por tanto, la cristalización de los minerales del magma (solidificación) origina las rocas ígneas. En la superficie las rocas se desintegran por la acción mecánica de la meteorización (e.g. ciclos de secado –mojado, y de congelado –descongelado) o por aquella acción que forma fisuras y hace que estas se propaguen para

formar sistemas de familias de fracturas (i.e. discontinuidades) en por lo menos tres planos tridimensionales (la forma de las partículas son por lo general equi-dimensionales); y/o se descomponen por acción química para formar suelos residuales. La descomposición química conduce al cambio de los minerales de la roca original (i.e. roca parental) por la acción del agua (esto se puede identificar cuando se observan trazas de ácido o álcalis en la superficie de la roca), acción del oxígeno y dióxido de carbono (las partículas que se forman de la transformación química son partículas cristalinas de tamaño coloidal menores a 2 μm) conocidas como minerales arcillosos. Por ejemplo, la kaolinita está formada de la descomposición del feldespato-K por la acción de agua y el dióxido de carbono. El suelo residual se constituye en su mayoría de minerales primarios inalterados que están contenidos en la roca original y por minerales secundarios que están formados por hidratación, hidrólisis, carbonatación, oxidación y reducción; es decir reacciones con el agua, dióxido de carbono y oxígeno.

Luego, el suelo residual puede ser removido de su lugar original por agentes naturales y ser depositado en cualquier lugar como sedimentos no-consolidados. En la terminología de ingeniería, todos los sedimentos no-consolidados, sean éstos depósitos superficiales terrestres (depósitos pedogenéticos) o acumulaciones profundas de sedimentos marinos, son clasificados como suelos transportados. Durante el transporte del suelo, el tamaño y forma de sus partículas cambian, de este modo las partículas pueden ser agrupadas en rangos de tamaños. El término de suelo incluye de esta forma, a todo material no litificado o no consolidado, es decir residual o transportado.

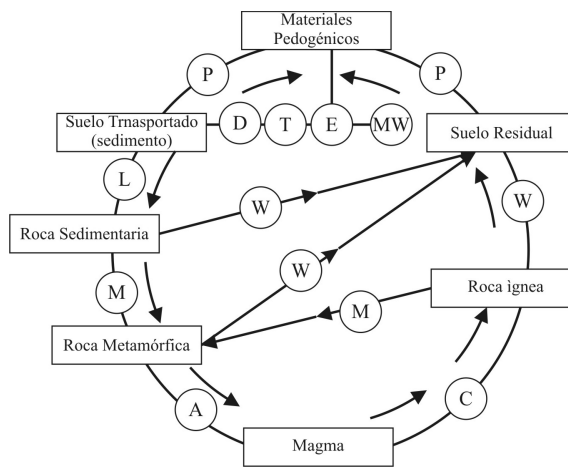


Figura 3.3 Ciclo genético del suelo y la roca [442]. *C* Cristalización; *D* depositación; *W* meteorización o intemperismo; *P* pedogénesis; *MW* reciclado de masas (*Mass Wasting*); *L* litificación o diagénesis; *E* erosión; *T* transporte; *A* anatéxis (regeneración del magma por fluidificación de rocas pre-existentes); *M* metamorfismo.

El agente local que mueve pequeñas distancias la roca o el suelo residual es la gravedad. Los agentes de transporte de larga distancia son el hielo, agua y viento. También los movimientos en masa se los considera agentes de transporte y deposición, éstos dentro de la geología del Neoceno y el campo de la geomorfología tienen clasificaciones más específicas. Los materiales erosionados, transportados y depositados forman sedimentos, en algunos casos estratificados y en otros no, que con el pasar de los años y agentes como la presión propia y reacciones químicas originan las rocas sedimentarias.

Por su genética, un depósito superficial puede ser aluvial, coluvial, eólico, antrópico (depositado por el hombre), glacial, lacustre, marino, residual, gravigénico (proveniente de un movimiento de masa) o volcánico. En el trabajo de descripción litológica del depósito se nombra también si estos depósitos son de arcilla, limo (*silt*), arena, grava, adoquín (*cobbles*), bolón (*boulders*), escombro (*rock rubble*), detritos (*debris*), bloque aleatorio errático (*erratic block*), turba (*peat*), material orgánico, o material diatomáceo. Por lo general, esta descripción usará uno o más de estos términos, ya sea por la variación de tamaño de partículas o por su origen. También se pueden agrupar los sedimentos en determinados rangos continuos de tamaños o de dominios estructurales (i.e. estratos intercalados).

El Cuadro 3.2 muestra una agrupación de clases genéticas de los depósitos superficiales que se podrá usar como referencia para el proceso de descripción de los depósitos superficiales.

Las rocas sedimentarias o las rocas ígneas que lograron estar sujetas a altas temperaturas y/o presiones se alteraron para formar rocas metamórficas; y si la temperatura a una determinada presión ascendió por encima del punto de fundición de los minerales constituyentes, un nuevo magma se formaría por el proceso de anatéxis.

Por pedogénesis, resultado de la acción del agua a través de suelos residuales, generan materiales pedogenéticos como la calcreta, silcreta, ferricreta o laterita.

En principio, los materiales no-consolidados del Cenozoico no tienen el suficiente tiempo y la suficiente cobertura, desde el punto de vista geológico, para que se litifique por diagénesis, que requiere alcanzar al menos 125 °C de calor, a partir de cuatro kilómetros de profundidad por simple gradiente geotérmico. De este modo es muy poco probable esperar a que las rocas recientes sean de buena calidad. No obstante esta regla no es absoluta, ya que no se puede descartar algún proceso de endurecimiento a través de procesos de lixiviación o metamorfismo de contacto.

Existe un límite muy amplio en un material para poder definirse si éste es una roca y suelo. La forma de diferenciar entre roca y suelo (frontera entre roca y suelo) puede darse en función a su resistencia a compresión uniaxial, que puede ser en el límite de 1 MPa (i.e. suelo muy duro o roca muy débil, como le parezca mejor), sin embargo 'este parámetro no es definitivo, y varía según varios autores, códigos, normas y sistemas de clasificación.

Es muy sabido que de acuerdo al origen y formación de las rocas se clasifican en: rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias. Las rocas clasificadas de esta forma dan ciertos indicativos de sus propiedades inherentes. No obstante, en la mayoría de las rocas la correlación entre su clasificación genética y sus propiedades mecánicas suele ser pobre. Para el caso de la resistencia a compresión uniaxial, por ejemplo, cada roca clasificada por su genética puede tener una dispersión del orden de diez veces.

Cuadro 3.2 Calificadores de clases genéticas de depósitos superficiales.

Genética	Simb.	Clasificador	Genética	Simb.	Clasificador
Aluvial	f	abanico (*fan*)	Lacustre	b	playa
	te	terraza	Marino	et	estuario no diferenciado
	fp	flujo (*floodplain*)		sp	*swamp*
	p	pedimento		de	delta
	df	flujo de detritos		ma	*marsh*
	de	delta		tc	*tidal channel*
Coluvial	sw	*slope wash*		o	fuera de costa no diferenciado
	ra	avalancha de roca	Residual	sp	perfil total de suelo
	ta	*talus*		bh	horizonte B
	cr	*creep deposits*		ch	horizonte C
Eólico	d	duna		sa	saprolito
	l	*loess*		wp	productos de meteorización no diferenciados
Relleno	u	no compactado	Gravigénico	ro	rotacional
	e	trabajado por ingeniería		tr	translacional
Glacial	t	till no diferenciado		fl	flujo de tierra (*earth flow*)
	lt	*lodgment till*		fa	caída
	at	*ablation till*		sl	*slump or soil slip*
	es	*esker*	Volcánico	sf	*airfall*
	m	dorsal morrénica		pf	flujo piroclástico
	k	*kame*		s	*surge*
	o	*outwash*		py	piroclástico no diferenciado
	i	contacto de hielo		l	*lahar*
				pw	piroclástico depositado por el agua
				pc	cono piroclástico

A manera de referencia, la Figura 3.4 muestra la variación de valores de la resistencia a compresión uniaxial de las rocas, clasificadas por su genética. La primera gráfica muestra la relación con resultados de rocas de todas partes de mundo (datos tomados de [324, 126]). La segunda gráfica muestra la relación hecha con datos de rocas de Sudamérica (2 023 datos tomados de Colombia [127], Brasil [138] y Bolivia [405]), y la tercera gráfica con más de 2 000 datos de rocas escandinavas [206]. De estas figuras se puede comentar que existe una considerable variación en la resistencia a compresión uniaxial inclusive en rocas del mismo origen, pero que esa variación es menor mientras la región sea más homogénea y reducida desde el punto de vista geológico. Sin embargo, pese a la notable variabilidad, es posible darse cuenta que las rocas sedimentarias tienen en general valores de resistencia a compresión uniaxial menores a las metamórficas e ígneas.

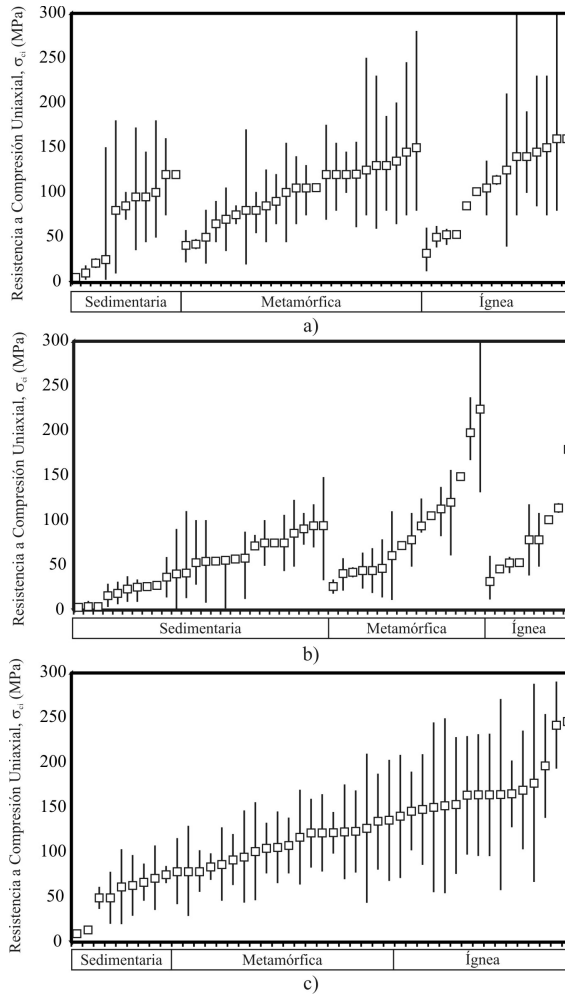


Figura 3.4 Variación de la resistencia a compresión uniaxial en rocas clasificadas según su genética. **a** Rocas de todas partes del mundo [324, 126]; **b** rocas sudamericanas [127, 138, 405]; **c** rocas escandinavas [206].

Rocas ígneas

Los minerales de muchas rocas ígneas son fuertes y muestran cierto clivaje, que las constituyen en materiales homogéneos con leves diferencias direccionales en sus propiedades

mecánicas. Las rocas ígneas se sub-dividen en plutónicas, hipobasales y volcánicas, en función a la profundidad de su formación, enfriamiento y cristalización.
Las rocas ígneas plutónicas pueden clasificarse de acuerdo al porcentaje de minerales de cuarzo, feldespato, anfíboles y feldespatoides (*foid*) presentes en la misma (Figura 3.5).

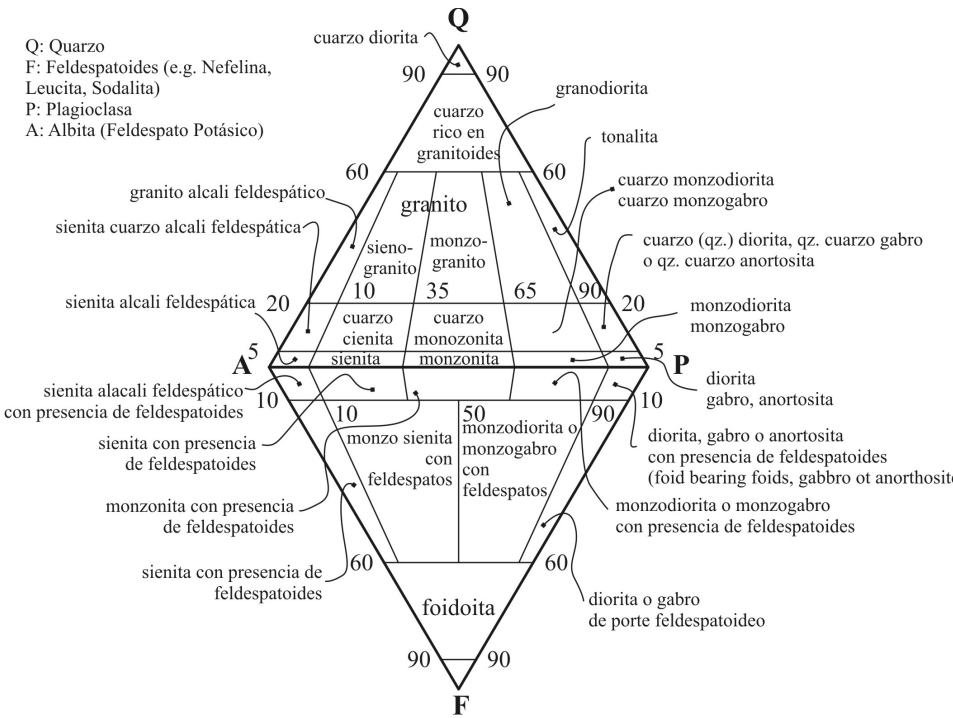


Figura 3.5 Clasificación de rocas ígneas plutónicas de acuerdo al porcentaje de minerales. *Q* Cuarzo; *F* feldespato; *A* anfíbol o albita; *F* feldespatoides.

Las rocas ígneas volcánicas se clasifican por separado y mejor según su textura, donde la frontera entre éstas, las hipobasales y plutónicas es más ambigua.

Rocas metamórficas

El proceso de metamorfismo forma minerales más jóvenes, no obstante la orientación preferencial de estos minerales planos genera deformaciones de corte, que hacen que prevalezca un comportamiento mecánico anisótropo. Los esquistos micáceos y los esquistos cloríticos son en preferencia los más destacados respecto a un comportamiento anisótropo; de ahí le

siguen las pizarras, donde su anisotropía es a causa de su clivaje pizarroso; y las rocas con textura néisica, que tienen menor grado de ortotrópico.

Rocas sedimentarias

Las rocas sedimentarias provienen de procesos externos en la superficie de la corteza terrestre. Las rocas sedimentarias forman el 5 % de todas las rocas corticales, donde los principales tipos son las Lutitas y las Arcillolitas con 4 %, las Areniscas con 0,75 % y las Calizas con 0,25 % [91]. Por otra parte, el área de los afloramientos de estas rocas corresponde al 75 % del área emergida [117] con 12,8 km de espesor promedio [273] (Figura 3.6). Estas rocas por lo general forman estratos, y de acuerdo con su formación y conservación pueden presentar fósiles que son una herramienta útil para la datación y correlación histórica de las mismas.

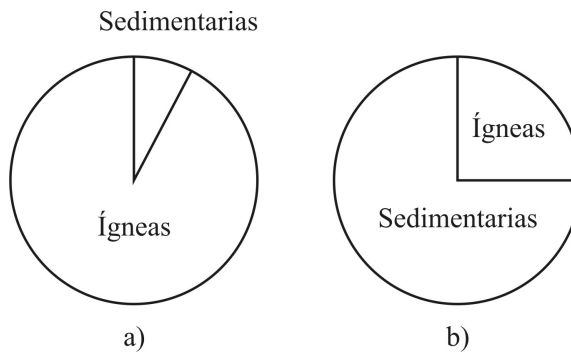


Figura 3.6 Abundancias relativas de las rocas ígneas y sedimentarias en la corteza de la Tierra [117]. **a** Por volumen; **b** por superficie.

Las rocas sedimentarias se clasifican en rocas de origen mecánico, químico y orgánico. Las de origen mecánico o clástico son en su mayoría compuestas por detritos que fueron transportados y depositados, y que luego se litificaron por consolidación o cementación. La clasificación de este tipo de rocas se basa en el tamaño de grano de sus componentes. Las rocas clásticas, a su vez, se sub-dividen en dos grupos: aquellas que se originan de sedimentos piroclásticos o de tephra y los que provienen de sedimentos detríticos. Las rocas sedimentarias no clásticas pueden dividirse en dos: las de origen químico y las de origen orgánico. Las rocas sedimentarias de origen químico, son precipitados de partículas donde los cristales individuales están unidos por enlaces químicos. Dentro las rocas de origen orgánico, las más representativas son los carbonatos que se clasifican a su vez según su composición química y el origen de las partículas que las constituyen. Estas rocas sedimentarias se forman por la acumulación de sedimentos de partes duras de organismos que

al unirse por cementación, constituyen la roca. Las rocas orgánicas se clasifican según su grado de madurez, con base al contenido de carbono y de componentes volátiles [333].
Según Grabau [191] las rocas sedimentarias también pueden clasificarse en dos grupos: *exógenas* y *endógenas*. Las rocas sedimentarias exógenas son originadas por fuerzas externas y son las fragmentarias o clásticas. A esta categoría pertenecen la mayoría de los sedimentos. Las rocas sedimentarias endógenas están formadas por fuerzas intrínsecas, compuestas por materiales amorfos como los cristalinos y los precipitados, a partir de soluciones. Muchos sedimentos como los depósitos salinos, la sal de roca, y la anhidrita pertenecen a esta categoría.
Los minerales de las rocas sedimentarias son por lo general suaves y de un ensamble débil, en comparación con las rocas ígneas y metamórficas. En las rocas sedimentarias, los minerales no están entrelazados pero si están cementados unas con otras con el material y matriz intergranular. Las rocas sedimentarias por lo general contienen laminaciones u otras estructuras también sedimentarias, por esta razón pueden exhibir una anisotropía en muchas de sus propiedades mecánicas, que dependen del grado de desarrollo de éstas. Las rocas sedimentarias que no sufrieron procesos tectónicos intensos presentan la característica particular que su porosidad total es menor cuanto mayor es su profundidad [189].

3.1.3. Estructuras regionales

La temperatura y las presiones hidrostáticas o hidrodinámicas modifican el estado de esfuerzos de una región y posibilitan la deformación y fluencia del mismo. A partir de esto se pueden obtener diferentes respuestas deformacionales y estructurales en el macizo rocoso que formarán las llamadas estructuras geológicas regionales o locales (e.g. Figura 3.7). Esto se puede simular a partir de conocer las propiedades reológicas del macizo.
En lo que respecta las estructuras regionales (e.g. zonas de falla, *horst*, *gravens*, mantos de corrimiento), éstas por su nivel de escala se consideran de alta relevancia geomorfológica en comparación con las locales (e.g. pliegues, fracturas, unidades desplazadas); mientras que las micro–estructuras (e.g. diaclasas, micro–pliegues) no tienen influencia ninguna en las formas del relieve.
Tanto geólogos como ingenieros civiles manifiestan serias diferencias en lo que respecta a la claridad conceptual y genética de los fenómenos y productos asociados en las zonas afectadas por deformación mecánica. La denominación correcta de las unidades geológicas que están asociadas con las zonas de deformación es uno de los aspectos que necesita clarificarse y asimilarse con la finalidad de establecer un lenguaje único [316]. En este sentido, en el presente libro se definen los siguientes términos, que en el futuro deberá concertase mediante comités técnicos de términos para la lengua española.

3.1.3.1. Fallas

Una *falla* o un *plano de falla*, se relaciona a la presencia de una fractura frágil en la roca, donde un lado de la fractura se mueve con respecto a la roca del otro lado de la fractura. Debido a que las fallas no consisten por lo general en una única y limpia fractura, el término zona de falla se usa para referirse a la compleja zona de deformación que está asociada a un plano de falla. La *línea de falla* es sólo la traza del plano de falla expuesta en un afloramiento o en una pared de excavación, que se la mide relativa a la intersección con el plano horizontal a partir del Norte (i.e. una especie de *rumbo*), mientras que la *vergencia del plano de falla* es el ángulo que forma ese plano con la horizontal más su orientación (i.e. una especie de un par de datos: *dirección de buzamiento* y *buzamiento*). Si en un plano estructural se representa solo la línea de falla sin conocer su vergencia y régimen, la falla estará representada de forma incompleta, si tener ninguna utilidad para los propósitos estructurales y de la mecánica del macizo rocoso.
Zona de falla se refiere a una zona de extensión regional de la corteza terrestre, por lo general estrecha, sub-paralela, en donde se observa que existieron altas tasas de deformación de condiciones dúctiles a ductilo-frágiles (i.e zona de deformación). En la zona de falla se encuentran innumerables superficies de fallas frágiles, subparalelas e interconectadas (e.g. fallas anastomasadas), espaciadas y ceñidas; que contienen en algunos casos zonas de brecha y salvanda. La *falla regional* es un término sinónimo de una zona de falla y no debe imaginarse como un plano definido en forma clara en la corteza. Tampoco a este nivel de detalle y escala son notorios los planos de corte de una falla predominante.
En las zonas de falla el macizo rocoso sufre un metamorfismo dinámico, que se da a lo largo de familias de superficies de falla sub-paralelas, en donde ocurre una deformación

Figura 3.7 Flanco de un sinclinal con estratos intercalados de material duro y blando (Cochabamba–Bolivia).

frágil o deformación dúctil entre las superficies de las rocas encajantes menos deformadas. En la deformación frágil se da una fuerte trituración del macizo rocoso, donde se asocia a la formación de discontinuidades. En la deformación dúctil, el macizo rocoso se deforma en forma plástica sin triturarse, donde existe una re-cristalización de los minerales de la roca.

Una zona de falla que afecta un macizo rocoso, en función de la profundidad, está asociada con el régimen de deformación [316] (Figura 3.8). En la superficie, la zona de falla es estrecha, donde prevalece un régimen de deformación frágil hasta ≈3 km de profundidad. En esta zona el macizo rocoso muestra los máximos indicios de fracturación y fragmentación de la roca. Las condiciones de temperatura y presión en esta zona no son suficientes para posibilitar la re cristalización de las rocas pero si para generar fracturas de incipientes hasta intensas. Luego, esta zona se extiende en profundidad y su régimen se transforma lentamente a uno dúctil. Hasta ≈10 km de profundidad existe una zona de transición entre el régimen de deformación frágil a dúctil. En la zona dúctil, más allá de los ≈10 km de profundidad, el macizo rocoso no sufre ningún tipo de proceso de fractura pero si un cambio en su estructura. A estas profundidades el régimen de deformación dúctil es el prevaleciente, la zona es mucho más extensa pero la deformación y la recuperación de la roca es alta y los procesos de re-cristalización y re-homogenización son predominantes. La transición entre la zona de dominio cataclástico y dominio milonítico es gradual, y se denomina *zona de transición*. Esta zona puede desarrollarse a profundidades menores en función si preexistió o aún existe un gradiente geotérmico anómalo. De forma análoga pueden ocurrir deformaciones frágiles en profundidad en respuesta a movimientos sísmicos bruscos.

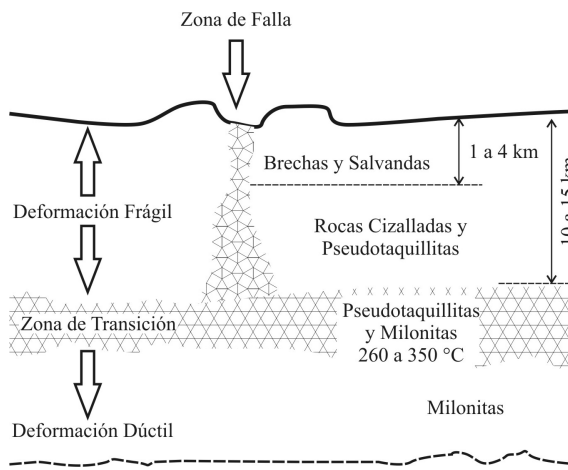


Figura 3.8 Regímenes de deformación y distribución del macizo rocoso en una zona de falla en función a la profundidad [316].

En este sentido la caracterización que se le da al macizo rocoso es en términos de las zonas de falla de dominio frágil (i.e. por proceso de cataclasis) y falla de dominio dúctil (i.e. por proceso de re-cristalización dinámica o syntectónica).
La *recristalización dinámica* (i.e. recristalización syntectónica) es la deformación intra-cristalina en el cual nuevos granos de minerales son formados por una re-cristalización de los minerales iníciales de la misma constitución química (e.g. un mineral de cuarzo se re-cristaliza en otro mineral de cuarzo). La cataclasis es un proceso de deformación mecánico y frágil que involucra fracturación, trituración, pulimento y rotación de los granos minerales y agregados sin ningún cambio mineralógico ni químico, pero involucra que la roca sea reducida a bloques o granos debido al esfuerzo y movimiento que presentó durante su deformación. En muchos casos, tanto la re-cristalización dinámica como la intensa cataclasis pueden resultar en micro-fábricas semejantes a la roca no deformada, por lo que se dificulta su diferenciación.
Los macizos rocosos formados en una zona de falla se clasifican en función a la tasa de deformación y a la tasa de recuperación según lo que se muestra en la Figura 3.9 [446]. Para fines de la mecánica de rocas, lo más importante a analizar en una zona de falla es determinar una clasificación del macizo rocoso a partir del régimen (i.e. si es de régimen frágil o dúctil). Esto indicará la extensión de la zona de falla y si ésta afectará la zona de interés. Asimismo, es necesario determinar el nivel de actividad de la zona de falla. Se aconseja usar esta terminología para clasificar los macizos rocosos a nivel regional en zonas de falla.
Dentro del dominio dúctil se puede nombrar a un macizo rocoso dentro de una zona de falla como *milonita*, que se refiere a un macizo con material duro dinámico-metamórfico, resultado de la re-cristalización dinámica intensa. Por lo general el material tiene buenas propiedades mecánicas y es una roca laminada, cohesiva y con granos minerales finos, donde en algunos casos pudo haber conservado algunos fragmentos gruesos de minerales primarios. Las milonitas se forman en esencia por recristalización dinámica con una leve re-cristalización de este tipo. El término de milonita no debe ser más usado para definir rocas cataclásticas suaves, como es común llamarla en la comunidad de ingenieros no-geólogos.
Dentro del dominio frágil las rocas se pueden sub-clasificar como cataclasitas y kaquiritas. Las *cataclasitas* son rocas duras, que se han formado en un régimen de deformación tectónica intermedia, y donde mantiene su cohesión[1] original o congénita (i.e. llamada cohesión primaria) y conservan algunos fragmentos originales de la roca inicial en una matriz de material fino. Los granos minerales se deforman por cataclasis y re-cristalización dinámica. La diferencia micro estructural entre la cataclasita y la milonita se presenta por la ausencia de una foliación en la primera. Las *kaquiritas* son rocas cataclásticas trituradas, debido a una deformación extrema, compuesta por partículas trituradas de granulometría

[1] El término cohesión aquí nombrado no se refiere al componente de la resistencia a corte de dos superficies que es independiente de la fricción (i.e. el concepto macroscópico de ingeniería), sino se refiere a la conexión entre cada uno de los minerales que componen el material rocoso, es decir una componente al menos microscópica.

variada. Según el tipo del material triturado pueden denominarse como *brechas de falla* (i.e. incluyen partículas gruesas) y las *salvandas de falla*, que contienen material semejante a una pasta [346, 215]. Las kaquiritas se forman a profundidades someras en condiciones severas de cataclásis y muestran poca cohesión, si es que existe un proceso de re-cementación post-tectónica (i.e. llamada cohesión secundaria) ó ninguna cohesión en sus afloramientos de superficie.

La mayor dificultad del análisis de las kaquiritas es que por lo general no son recuperadas en los barrenos de extracción de muestras (*core barrels*) y su preparación es dificultosa. Para este último problema, se han usado impregnaciones de resina en la roca recuperada.

Las zonas de falla pueden traer dos implicaciones hidrogeológicas: si el material en la zona de falla es impermeable ésta puede actuar como un acuicludo (i.e. un acuífero donde el agua queda retenida en el macizo rocoso pero existe una circulación reducida de la misma) y puede separar aguas de diferentes composiciones hidroquímicas; mientras que un material de zona de falla es permeable y puede servir como un dúcto de drenaje.

Esta situación podrá marcar la determinación si conviene o no pasar por una zona de falla, por ejemplo con una obra subterránea; o no siempre determinar que una zona de falla es un problema dentro de la ingeniería subterránea. Asimismo, la permeabilidad de las zonas de falla no pueden investigarse a través de ensayos hidráulicos sencillos y comunes de la

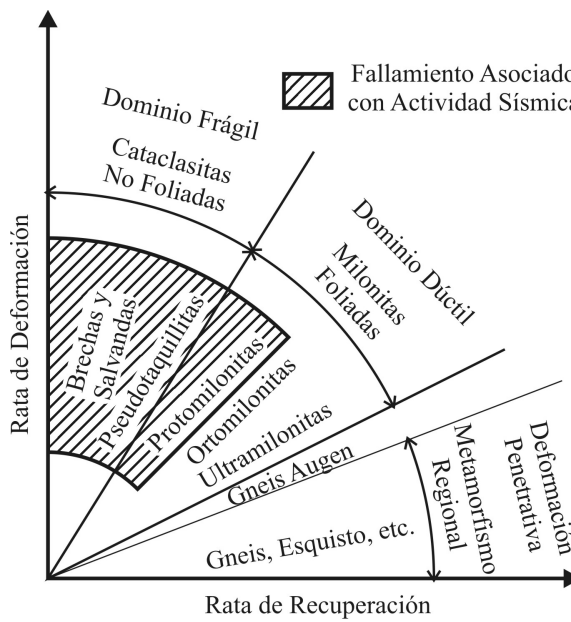


Figura 3.9 Clasificación regional de macizos rocosos en zonas de falla [446].

ingeniería de rocas; y por lo general se requieren de observaciones y ensayos en campo con el empleo de métodos hidroquímicos por medio de trazadores[2].

Las *megafallas* se refieren a fallas que tienen una longitud mayor a 100 km, que representan líneas importantes dentro del paisaje y que revelan la oculta conformación del macizo rocoso de base [369]. En este tipo de fallas, no existe algo parecido a una falla lineal, sino a una zona de falla (*fault swarm*), relacionada con la separación o propagación lateral de fallas secundarias. Por lo general, una zona de falla está asociada a una o más megafallas, y las megafallas integran fallas transcurrentes conjugadas. Se propone un modelo teórico bi-dimensional de fallas transcurrentes conjugadas asociadas a megafallas [19]. El modelo analiza un régimen de esfuerzos compresivos en material homogéneo e isótropo, e indica que en este régimen se generan dos planos de fallas verticales transcurrentes de primer orden, uno de tipo dextral y el otro de tipo sinestral, si los esfuerzos principales máximo y mínimo son horizontales (i.e. esfuerzo vertical igual al esfuerzo intermedio) (Figura 3.10).

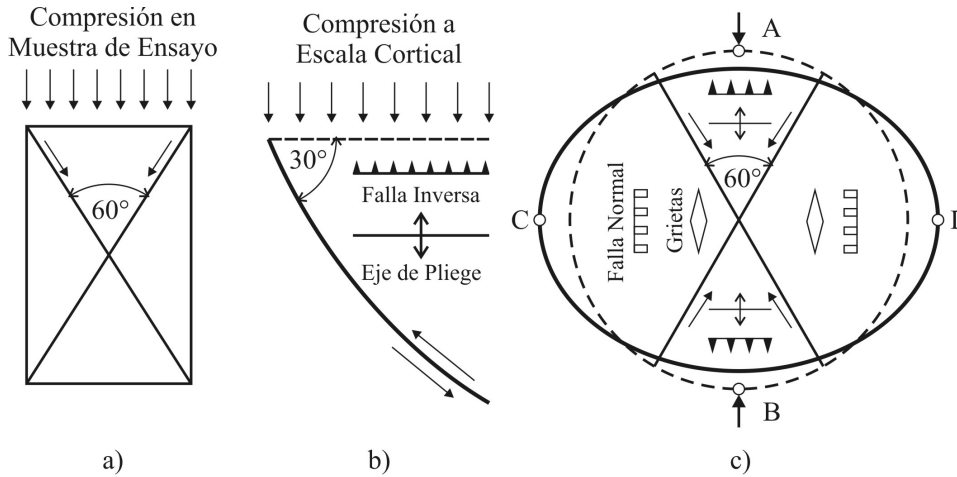


Figura 3.10 Modelo de fallas transcurrentes conjugadas de Anderson [19]. En las cuñas A y B se forman pliegues y fallas inversas, en las cuñas C y D se forman fallas normales y grietas con diques.

Se propone otro modelo para el caso de megafallas de rumbo [208]. A lo largo de éstas se generan en los bloques adyacentes: pliegues, fallas normales e inversas y de rumbo según se muestra en la Figura 3.11a, donde se forman pliegues y fallas en charnela (*echelon*), cuyas orientaciones en relación a la zona de corte principal muestran una rotación en función al grado de deformación (Figura 3.11b) [131]. Esta situación formará un sistema

[2] Los trazadores son substancias químicas que se agregan en forma solidaria o que ya existen en el agua subterránea para que puedan ser identificados durante su recorrido por el macizo rocoso.

anastomasado y ramificado de fallas a lo largo de la zona de desgarre de la megafalla, que está compuesta por fallas sintéticas y fallas tipo P (Figura 3.11c).
Para un régimen de esfuerzos compresivo sinestral, se propuso un modelo de transcurrencia de fallas [302], donde manifiestan que luego de ocurrida la falla de primer orden (i.e. la de la megafalla) persiste un régimen de esfuerzos compresivo pero con una reorientación de éstos. El esfuerzo principal mayor se ubica casi perpendicular a la falla principal generada, se producen otros dos planos de falla verticales (i.e. fallas de segundo orden) de similares características a las primeras pero orientadas de distinta manera, uno destral y otros sinistral. En los alrededores de las fallas de primer y segundo orden se desarrollan bloques de pliegues (Figura 3.12). Una zona de falla representativa de este modelo se observó por ejemplo en la Zona de Falla de Atacama alrededor de las megafallas de Los Colorados y La Sosita-Huantemé en Chile [423]. *Falla de transformación* (*transform fault*) es una falla que corre a lo largo del borde entre placas tectónicas (e.g. la falla de San Andrés en California). Una *zona de corte*[3]. Se desarrolla en un volumen discreto de macizo rocoso, que fue deformado por lo general por esfuerzos de corte y está limitado por material rocoso no deformado. La geometría más común es tabular, con límites paralelos curvos o irregulares. La extensión de las zonas de cizalla es mucho mayor que su espesor y corresponde a zonas estrechas de alta acumulación de esfuerzos. Muchas veces estas zonas corresponden a familias de múltiples sub-zonas de mayor o menor grado de deformación, sub-paralelas a oblicuas, resultado en una morfología anastomasada.
En un régimen de esfuerzos regional tipo compresivo, los reajustes tectónicos pueden conducir en una zona de corte o un aumento de esfuerzos localizados de tracción (totalmente lo opuesto), que se evidencia por la presencia de grietas de tensión en torno a las fallas que la componen. El desarrollo y la orientación de estas grietas de tensión se explica sólo si se presupone que el estado de esfuerzos después de la falla en el techo y piso de su superficie se convierten en un estado del tipo de corte.

3.1.3.2. Pliegues

Los *pliegues* son estructuras geológicas resultado de la deformación por flexión de un macizo rocoso dúctil en la corteza terrestre debido a: un régimen de esfuerzos de compresión; deslizamiento por gravedad; intrusiones (e.g. diapiros, masas de magma, domos salinos); procesos de hidratación (e.g. el proceso de transformación de anhidrita a yeso); o procesos sedimentarios (e.g. asentamiento diferencial de estratos). Esta característica es típica de las rocas sedimentarias. Los elementos principales de un pliegue son:

- la charnela del pliegue, que es la zona de mayor curvatura del pliegue y es curva;
- el eje del pliegue, que es la línea que une los puntos de mayor curvatura;

[3] También se conoce con el término de *zona de cizalla*, aunque debería evitarse porque *cizalha* viene del idioma portugués y significa *corte*.

- el núcleo del pliegue, que corresponde a la zona de mayor compresión del pliegue;
- el plano axial, que divide al pliegue en dos flancos.

Los pliegues pueden ser anticlinales o sinclinales, si presenta su núcleo por debajo de la charnela o si presenta por encima de la charnela, respectivamente. Pueden ser simétricos y asimétricos; si el plano axial es o no un plano de simetría, respectivamente. Pueden ser recto, inclinado o recumbente, si el plano axial es vertical, inclinado o cercano a ser horizontal, respectivamente; pueden ser isópaco o anisópaco, si su estratificación mecánica genera capas de espesor uniforme o no, respectivamente.
Por la curvatura de la charnela, el pliegue puede ser suave (si el ángulo entre los dos flancos está en el rango de 120 ° a 180 °), abierto (70 ° a 120 °), cerrado (30 ° a 70 °), apretado (0 ° a 30 °) o isoclinal (0 °).

3.1.3.3. Lineamientos

Los *lineamientos* se presentan de la intersección de una estructura areal (e.g. estratificaciones mecánicas en pliegues, superficies de contacto) con un plano de corte, afloramiento o plano de excavación. Como lineamientos también se reconocen las estrías de espejos de falla, que son marcas del desplazamiento de una superficie de falla en régimen frágil y éstos coinciden con la dirección del movimiento de la falla; y los lineamientos minerales, que son resultado de una orientación preferente de los minerales homodiamétricos o heterodiamétricos.

3.1.3.4. Actividad de las fallas

En proyectos de ingeniería es importante determinar la *actividad de una zona de falla* o la *actividad de una falla* dentro de la escala de tiempo del proyecto de ingeniería. Si fuese activa es necesario determinar cuál es la amenaza de la actividad de esa falla en aquel proyecto. En general se tiene la tendencia a pensar que una falla activa de por sí ya implica una amenaza (i.e. una fuente sismogénica potencial), pero en ciertos casos dicha situación no es así debido a que uno debería indagar sobre qué bases o parámetros se determina si una falla es activa o no, cuál es la precisión y confiabilidad de tal determinación, y cuál es el grado de actividad que admite el proyecto civil involucrado.
Existen muchas definiciones sobre *falla activa*. Por ejemplo, la más usada para proyectos de ingeniería en zonas de interplaca define que: una falla es activa si ella registra antecedentes históricos o sismológicos con una expectativa de recurrencia en un intervalo de tiempo semejante a la expectativa de vida humana. Otras definiciones amplían al pasado el tiempo de actuación de la falla, y mencionan que: una falla es activa si presenta evidencias de sismicidad histórica durante el Holoceno, según el Protocolo de Alquist-Priolo (1972) [*Alquist -Priolo Special Studies Zones Act*][212]; 'o aquella que presenta actividad

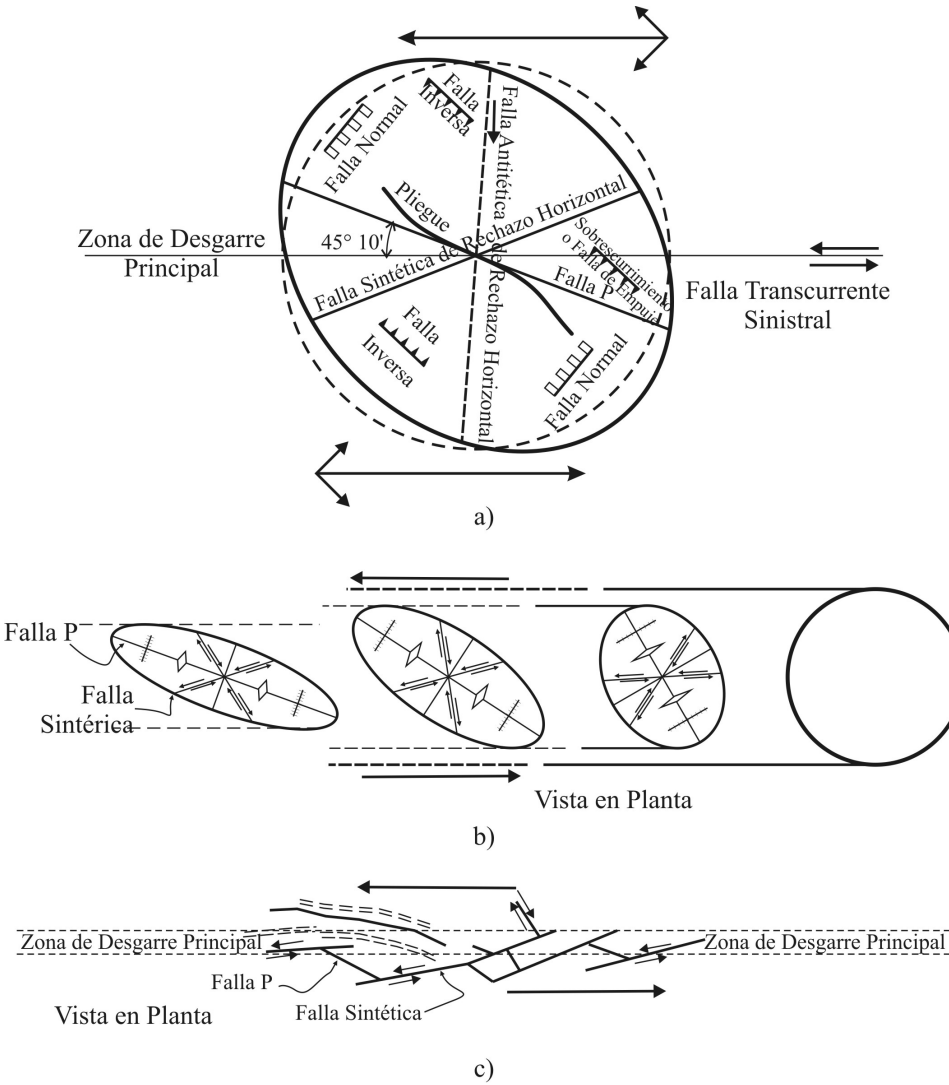


Figura 3.11 Modelo de fallas transcurrentes [208]. **a** Geometría de pliegues y fallas relacionadas con una zona de desgarre principal; **b** deformación progresiva a lo largo de la zona de desgarre principal; **c** sistema anastomasado y ramificado de fallas a lo largo de la zona de desgarre.

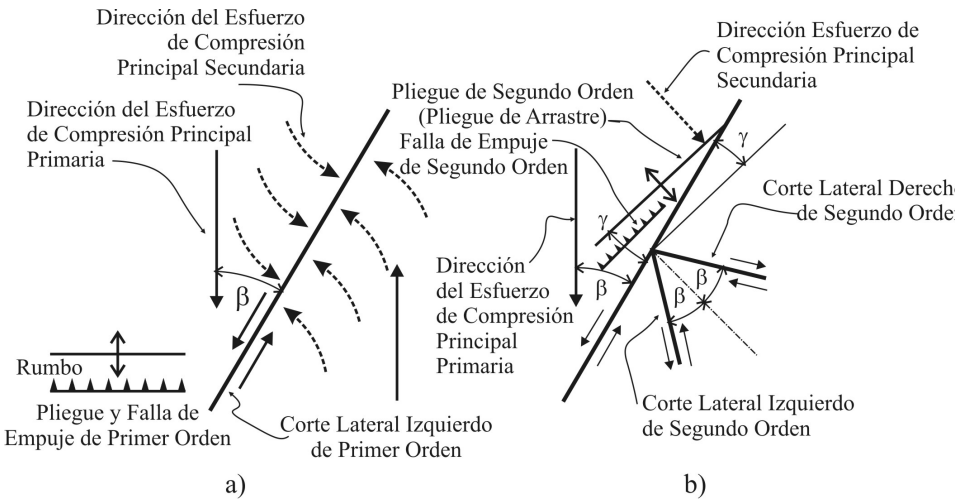


Figura 3.12 Esquema de orientación de los esfuerzos de primer y segundo orden de zonas de falla de desgarre [302].

a partir del Pleistoceno Superior, según el Grupo de Investigación de Fallas Activas (*Active Faults Research Group*). La Oficina de Recuperación de los Estados Unidos (*U.S. Bureau of Reclamation*) asigna para este último caso 100 000 años y el Cuerpo de Ingenieros de la Armada del mismo país (*U.S. Army Engineering Corps*) de 35 000 años.

También se define la actividad de una falla de interplaca de acuerdo con la historia de eventos, y se dice que ella es activa si presentó actividad en los últimos 2 000 años. Sin embargo, los registros históricos de Sudamérica tienen estos datos sólo desde hace 150 años, lo cual difiere de otros países como Japón, China, y algunos de Europa y Eurasia; que reportan eventos en alguna narración literaria. Aún así, ningún reporte sísmico para un mismo sitio es tan antiguo como para determinar la actividad de una falla con eventos históricos.

Según la Comisión de Regulación Nuclear (*U.S. Nuclear Regulatory Commission*) una falla con capacidades a moverse (*capable fault*) es aquella que haya demostrado movimiento en los últimos 50 000 años o múltiples movimientos en los últimos 50 000 años. Sin embargo, estos límites están fuera de los límites de la mayoría de los métodos experimentales de datación [287].

Por otro lado, para regiones dentro de cadenas montañosas y llanuras al interior del continente (i.e. fallas de intraplaca), el Consejo Regulatorio Sísmico de los Estados del Oeste en los Estados Unidos (*Western States Seismic Policy Council*, WSSPC) recomienda definir una falla activa de forma diferente a las anteriores, por estar éstas últimas dominadas por otro tipo de régimen tectónico. Esta entidad reconoce que existen todos los grados de actividad de falla y admite que es prerrogativa del usuario de decidir el riesgo anticipado y

decidir qué grado de actividad podría considerarse una amenaza. De este modo, las fallas activas de intraplaca se pueden clasificar como sigue:

- falla activa del Holoceno, aquella que se movió en los últimos 10 000 años;
- falla activa de Cuaternario Tardío, aquella que se movió en los últimos 130 000 años;
- falla activa del Cuaternario, aquella que se movió en los últimos 1 600 000 años.

En conclusión, sea cual fuera el tipo de falla y la clasificación adoptada es necesario tener una serie de evidencias que defina en el lugar de estudio la actividad de la falla para la vida útil del proyecto de ingeniería. Esto implica que se tiene que resolver sobre qué bases o parámetros se determinará la actividad de la falla, cuál es la precisión o confiabilidad para determinar dicha actividad, y cuál es el grado de actividad o amenaza umbral que se puede admitir en un proyecto de ingeniería.

La actividad de una falla puede abordarse con el reconocimiento de ciertos aspectos de las mismas. Uno aspecto muy importante en la caracterización de una falla activa es su formación, que está relacionada con su ubicación: ésta puede ser falla activa en el límite de la placa (i.e. falla de interplaca) (como el caso de la falla de San Andrés en California) o falla de intraplaca. Por lo general una falla de interplaca presenta morfologías de fácil reconocimiento, mientras que una falla de intraplaca presenta aspectos morfológicos poco claros y con rasgos variables en su extensión. La tasa de desplazamiento de una falla de interplaca es por lo general mayor a $1\,\mathrm{mm\,año^{-1}}$ con un intérvalo de recurrencia menor a 1 500 años; mientras que en una falla de intraplaca la tasa de desplazamiento es menor a ese valor con intérvalo de recurrencia mayor a los 1 500 años (hasta unos 1 500 000 años), además que en ésta última no es muy común la ruptura en superficie como en el caso de una falla de interplaca.

Sin embargo, los fenómenos tectónicos modernos dejan evidencias en el relieve y en el registro estratigráfico debido a que la repetición periódica de las deformaciones del terreno, a causa de las fallas en un tiempo geológico dado, generan geoformas especiales que posibilitan su reconocimiento. Por estas razones, es posible abordar el estudio por una aproximación geológica o por una aproximación geomorfológica a escalas comprendidas de 1:20 000 a 1:50 000.

Por la aproximación geológica se analizan los sedimentos, donde se emplean técnicas de análisis de retro-deformaciones. Para ello, se buscan cuñas aluviales formadas por la deformación o desplazamiento del terreno a causa del movimiento de las fallas, las cuales se descubren con técnicas apropiadas casi semejante a las técnicas arqueológicas (i.e. técnica de trincheras [*trenching*]). La Figura 3.13 muestra cómo una conformación estratigráfica inicial (Figura 3.13a) se transforma a la conformación de la Figura 3.13g debido a la recurrente acción de una falla normal y procesos de erosión y sedimentación. En el primer evento de falla los estratos se encuentran desplazados, después de un determinado tiempo la traza de la falla es ocultada por un proceso de sedimentación (Figura 3.13b). Luego ocurre un segundo evento de desplazamiento en la misma falla, que muestra una deformación en el nuevo estrato sedimentado (Figura 3.13d). Estos ciclos se producen dos veces más

hasta llegar a la situación final del ejemplo. Esta secuencia muestra cómo un análisis de sedimentos informa sobre la actividad y recurrencia de una falla.

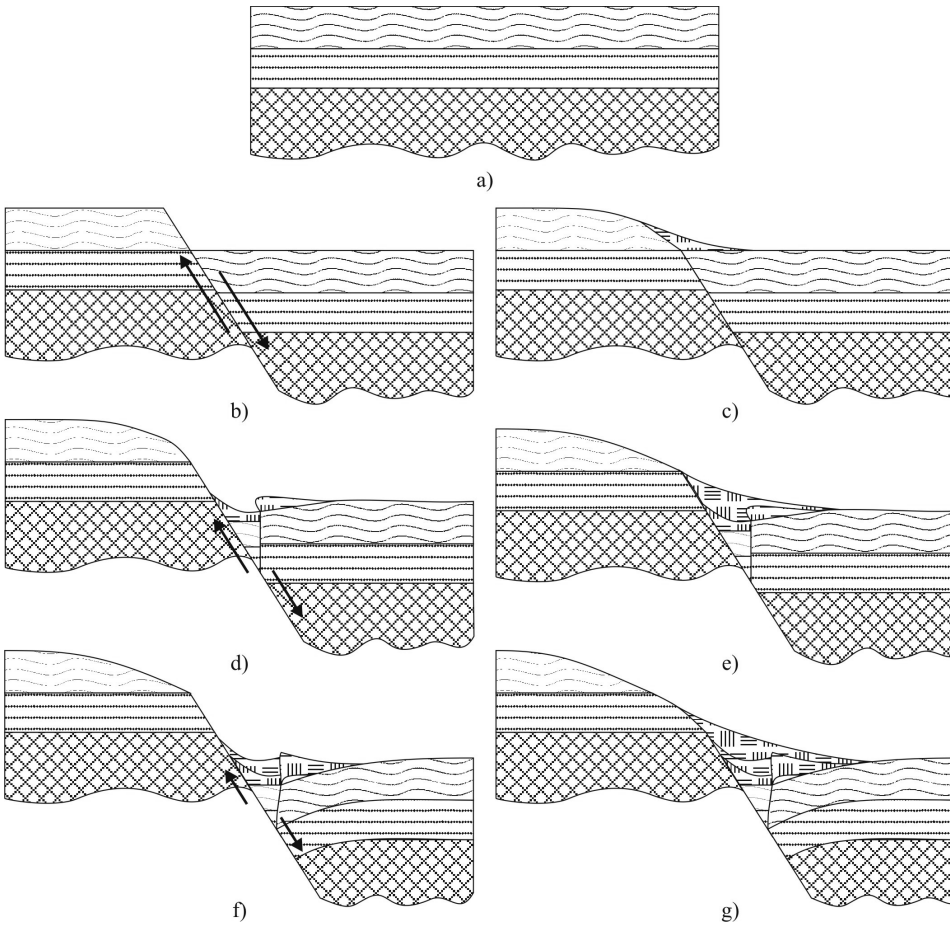


Figura 3.13 Modificación de la estratificación de un sedimento por la actividad de una falla normal [129].

Desde el punto de vista geomorfológico, por ejemplo, es necesario prestar atención a las terrazas aluviales escalonadas y a las anomalías en los patrones de drenaje. También es aconsejable identificar, mediante estudios en la zona, las tasas de erosión y/o de sedimentación en la zona de la falla, esto con el fin de conocer la evolución y degradación de las formas del terreno, y esto debido a que la actividad de una falla se observa cuando la tasa de sedimentación de la región es menor a la tasa de desplazamiento de la falla. Si en adi-

ción se emplean técnicas de datación (e.g. ^{14}C, técnica de óptico Luminiscencia, estudios dendrocronológios) se puede estimar también la posible recurrencia de una falla.
Posterior a este reconocimiento, uno suele buscar los registros históricos de actividad sísmica relacionadas al sistema de falla que se analiza o registros instrumentales sísmicos (i.e. catálogo sísmico). Esto podría estar relacionado con el potencial sísmico de la región si se tuvieran suficientes registros antiguos como para obtener alguna conclusión, pero los datos históricos sólo brindan información de la actividad de las fallas que tienen recurrencias del orden de las centenas de años. Y en contraste, existe la posibilidad que eventos sísmicos hayan ocurrido en épocas pre-históricas con mayores intensidades y cuyos tiempos de recurrencia sean largos (entre 10^2 años a 10^5 años), situación que conlleva a pensar que la ausencia o moderada sismicidad en una determinada región reflejada por los datos históricos no siempre sea sinónimo de bajo o moderado potencial sísmico.
Pese a que en la mayoría de los casos no se tendrán los suficientes datos históricos para determinar la actividad de una falla, y en especial en zonas de intraplaca debido a que en muchos casos la actividad de una falla de intraplaca no siempre coincide con un evento sísmico. A partir de éstos, con las evidencias de campo y con la aplicación de los conocimientos de las disciplinas de la *Neotectónica* y *Paleosismología* se pueden buscar los parámetros sismogénicos relacionados a la falla de estudio con recurrencias hasta de 10^5 años.
Los parámetros sismogénicos de una falla son:

- la Paleomagnitud, dada por el Sismo Máximo Probable (*Maximum Probable Earthquake*);
- la tasa de movimiento de la falla (*slip rate*);
- la recurrencia del movimiento de la falla, dada por la relación entre el desplazamiento acumulado y la tasa de movimiento de la falla;
- la magnitud del sismo umbral, que definirá cuál es la magnitud del sismo cortical (*threshold seism*) que se necesita para producir deformación en la superficie (*Primary Coseismic Rupture*);
- el tiempo transcurrido desde la última ruptura.

Los parámetros sismogénicos de una falla posibilitará estimar el pasado histórico de la misma, sin embargo se debe proyectar esta información hacia el futuro para definir si el próximo evento de deformación está dentro del periodo de vida de una obra del proyecto de ingeniería. Esta combinación posibilitará observar si la amenaza es coincidente en forma temporal con la vida de la obra o no. Un análisis posterior de la vulnerabilidad de la obra a la actividad de la falla proyectada y sus respectivas implicaciones, si el evento ocurriese, dará la información sobre el riesgo de la obra ante la actividad de la falla.
Interesantes estudios de paleosismisidad se hicieron en Venezuela con el fin de determinar la actividad de algunas fallas en la región, que pueden servir de punto de partida y ejemplos para abordar similares estudios en Sudamérica [72].

3.2. Descripción geológica local o del sitio

A partir de la información de la descripción geológica regional descrita con anterioridad, se recomienda hacer una descripción geológica local. Muchos estudios de ingeniería de rocas no consideran esta importante fase, y saltan de la fase de descripción geológica regional hacia la fase de investigación de ingeniería, situación que hacer perder valiosa información al nivel de escala necesaria, que será de gran utilidad para entender el estado de conservación del macizo rocoso y en especial la configuración de las discontinuidades.
En especial, este estudio será el vínculo entre el entendimiento de la geología del sitio y la comprensión del comportamiento del macizo rocoso y tiene el objeto de descubrir, alertar e informar de posibles condiciones geológicas que puedan afectar un proyecto dado. Este enlace ya fue reconocido desde el inicio de la disciplina de la mecánica del macizo rocoso. Terzaghi consideró el conocimiento de la ingeniería geológica como el componente absoluto y esencial de la ingeniería de suelos y rocas, el mencionaba en forma enfática [93]:

> *"If you do not succeed in grasping the concepts of engineering geology you ... better keep away from earthwork engineering!"*[4]

Por tanto, el objetivo de la descripción geológica local se orienta a relacionar la historia de la génesis y el desarrollo estructural de la región con los límites de extensión del macizo rocoso, la presencia de discontinuidades en él, la presencia de esfuerzos pre-existentes y el carácter in-homogéneo e ansitropíco del macizo rocoso. Debería involucrar la descripción de la distribución de los distintos tipos de litologías del material no consolidado, los materiales y las estructuras geológicas del macizo rocoso, su proceso de formación desde el pasado hasta el presente; pues ¿Cómo uno puede, por ejemplo, describir el contexto político de su propio país sin tener un claro y detallado conocimiento de la historia? o ¿Cómo el médico puede diagnosticar una enfermedad de un paciente sin conocer su historia clínica?
En el pasado, este aspecto no se tomó en cuenta, por lo que se toleraba modelar el macizo rocoso sin importar los antecedentes geológicos. Un ejemplo de esta práctica fue el uso de los conceptos de la elasticidad lineal, donde se asumía un espacio de extensión infinita y de carácter continuo, homogéneo e isotrópico del macizo rocoso. Esto daba la posibilidad de reducir el concepto dentro del espacio bidimensional y trabajar a condiciones geoestáticas de esfuerzos naturales. Estos modelos ahora tienen una aplicación limitada y hasta a veces *pasados de moda*; y los actuales métodos de modelación reconocen los aspectos que influyen en el comportamiento mecánico del macizo rocoso, tales como los diferentes elementos estructurales que fueron descritos con anterioridad.
Debido a que los límites de extensión del macizo rocoso, la presencia de discontinuidades en él, la presencia de esfuerzos pre-existentes y el carácter in-homogéneo e ansitropíco del macizo rocoso son gobernados por la historia geológica del macizo rocoso, se ve necesario

[4] Traducido: "¡Si usted no tiene éxito en captar los conceptos de la ingeniería geológica ... mejor manténgase alejado de la ingeniería de tierras!"

hacer esta relación dentro del estudio de geología local. Este tipo de estudios es por lo general bien asumido por los profesionales formados en la ingeniería geológica, o geólogos estructurales especializados en obras civiles o ingenieros civiles especializados en geología estructural. Sin embargo, ésta no es una regla rígida, debido qa que se observó que hasta los ingenieros de minas y los ingenieros mecánico-metalúrgicos llegaron a obtener aquella capacidad, siempre y cuando se tengan los suficientes conocimientos de geología estructural y el constante empeño de encontrar aquel vínculo entre la geología y la ingeniería. Asimismo, se recomienda incentivar un trabajo en conjunto entre el geólogo estructural y los ingenieros de rocas, ya que están involucrados en problemas similares.
Es importante entender la curiosidad de conocimiento que tienen los ingenieros estructurales. Por ejemplo, cuando el geólogo estructural examina las discontinuidades en campo, su primer interés es determinar el mecanismo de formación de las mismas . . . si ellas son fracturas de corte ó de tipo extensional. Si las discontinuidades fueran cualquiera de las anteriores nombradas, se podrían formular las siguientes preguntas:

- ¿Se formaron por un proceso de enfriamiento, disecación o por fracturación hidráulica?
- ¿Cuáles son las orientaciones de aquella fracturas y cuándo se formo?
- ¿Son aquellas fracturas parte de una familia con una tendencia determinada en su orientación?
- ¿Se habrán formado las fracturas en la historia temprana del macizo rocoso, o durante su sedimentación, o proceso de carga geoestática o proceso de diagénesis?

O tal vez:

- ¿Se han formado dentro de un periodo de actividad tectónica más reciente a su formación, ó durante la exhumación de la roca?

Las razones por las cuales el geólogo estructural desea conocer todas esas interrogantes es de clasificar las discontinuidades con base al mecanismo de la formación de ellas; y esta tarea es la que —al final de cuentas— el ingeniero de rocas desea saber, debido a que conocer y clasificar las discontinuidades desde ese punto de vista posibilita tener una idea de los campos de esfuerzos pasados y presentes en el sitio, así como la evolución estructural del macizo rocoso estudiado.
El modo del cómo se formaron las discontinuidades en toda la historia geológica del macizo rocoso influyen mucho en las propiedades mecánicas e hidráulicas del mismo (e.g. permeabilidad) así como en las propiedades de las discontinuidades presentes en él (e.g. cohesión y rugosidad de los planos de discontinuidad). Por ejemplo, las fracturas de extensión tienden a ser más irregulares que las fracturas de corte debido a las irregularidades de la trabazón. También, éstas primeras tienen mayor cohesión que las fracturas de corte, éstas últimas con superficies suaves y pulidas debidas al movimiento de corte. Asimismo, se sabe que la orientación de una fractura de corte es dependiente de las propiedades de resistencia del material rocoso, por lo que su orientación puede definir los sectores más fuertes o más débiles dentro del macizo rocoso.

Respecto a la evolución histórica de las discontinuidades se observó que las discontinuidades más antiguas tienden a ser más persistentes y continuas dentro del macizo rocoso, luego con el pasar del tiempo las nuevas discontinuidades que se forman son menos extensas. Las más antiguas contienen rellenos, a veces sellos de otro material consolidado, y las más nuevas están estériles [228].
Sin embargo, mientas más familias de discontinuidades se tengan en un determinado sitio, se tendrá una correlación más pobre entre las orientaciones de las discontinuidades más recientes y el campo de esfuerzo regional, responsable por la formación de las últimas. La influencia de las fracturas pre-existentes en la orientación de las últimas está tan marcada que éstas muestran trazas en forma de polígonos.
Dentro de este estudio de geología local se tienen que tener como productos, lo siguiente:

- mapa estructural que muestra los elementos geométricos de los plegamientos, anticlinales, sinclinales y fallas; todo al nivel de escala que se trabaja (Figura 3.14);
- mapa de patrones de discontinuidades, que se ejecuta en el mapa anterior, muestra en planta las localizaciones y los rumbos de las familias de discontinuidades, clasificadas si éstas son de tipo compresivas, de tracción, etc., y el número de trazas de las discontinuidades por área; para cada litología;
- mapa de iso-densidades de discontinuidades, que se obtiene del anterior mapa, que muestra la concentración de discontinuidades relacionadas a la potencia del estrato o potencia del macizo rocoso (i.e. volumen);
- diagrama estereográfico de las familias de discontinuidades;
- descripción geológica estructural de la zona de estudio, con referencia a las diferentes etapas de evolución tectónica y su relación con cada familia de discontinuidades.

Por otro lado, uno tiene que preguntarse y obtener sus respuestas como mínimo de los siguientes aspectos:

- ¿Porqué el macizo rocoso presenta tales materiales o familias de discontinuidades?
- ¿Porqué la superficie del terreno tiene esa actual forma?
- ¿Qué puede suceder si las condiciones geológicas actuales se modifican por alguna acción antrópica relativas a los objetivos del proyecto que originó el estudio?

La respuesta a la primera pregunta se puede obtener de la información elaborada descrita en las secciones de arriba. La respuesta a la segunda pregunta necesitará de conocimientos de geomorfología (parte de la geología física que estudia el origen, la evolución y la forma de la superficie del terreno), tema que podrá consultarse en otras referencias. La aplicación de la geomorfología a la mecánica del macizo rocoso cobró gran importancia en las últimas décadas. Se encontró por ejemplo, que existe una íntima relación entre la característica geomorfología de un paisaje con la resistencia mecánica del macizo rocoso [12] o con la resistencia mecánica y dureza relativa del material rocoso [337].
La respuesta a la tercera pregunta se podrá responder después de describir el macizo rocoso desde el punto de vista mecánico, objetivo de este libro, y luego de adicionales análisis específicos dentro del contexto de la geomecánica o mecánica del macizo rocoso.

La escala de trabajo de la descripción geológica local no tiene que ser mayor a 1:10 000, sea cual fuere el proyecto de ingeniería civil a desarrollarse dentro o encima del macizo rocoso. Se aconseja que toda la información recopilada en este trabajo sea manejada en Sistemas de Información Geográficas (GIS: *Geographical Information System*) con una estructura de datos orientada a la geomecánica, debido a que la gestión y el uso de datos geomecánicos resultan complicados por la variedad de propiedades que se tienen y la falta general de procesamiento de los datos estandarizados.

Por las diferencias en la escala de tiempo geológico y tiempo *antrópico*, se puede considerar la unidad geológica como una unidad estacionaria, mientras que las unidades geomecánicas son unidades transitorias en el tiempo, donde su propiedades pueden sufrir grandes modificaciones por la intervención del hombre. La forma de reconocer las unidades geomecánicas se comenta a partir del siguiente capítulo.

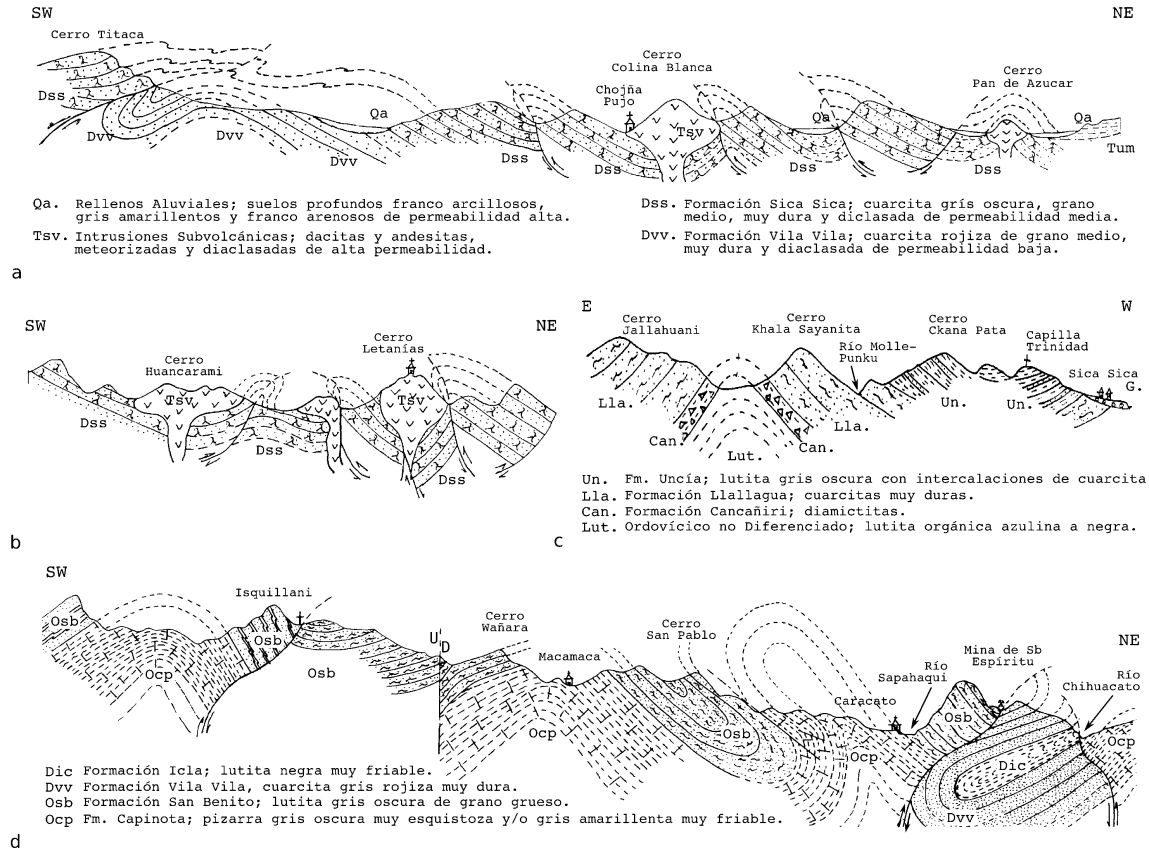


Figura 3.14 Perfiles resultado de estudios de geología local, (sin relación de escalas) [409]; se aprecian las estructuras locales (e.g. plegamientos, anticlinales y sinclinales), zonas de falla inversa e intrusivos; **a** Titaca–Pan de Azucar (Tarija, Bolivia), **b** Huancarani–Letanías (Tarija, Bolivia), **c** Sica Sica (La Paz, Bolivia), **d** Isquillani–Chihuacato (La Paz, Bolivia).

Actividades

3.1. Dentro de la región morfoestructural escogida en la Actividad 2.1 identifique si existe alguna obra ya construida, en construcción o en proyecto donde se necesiten los conocimientos de la ingeniería de rocas. En caso de no haber ninguna, encuentre el potencial energético o de explotación de recursos no-renovables de la región y plantee un posible proyecto determinando la región de influencia del mismo.
Con la información producida en la Actividad 2.1 usted tendrá la suficiente información inicial para realizar la descripción geológica regional y local. Sin embargo, es necesario que ahora entre en más detalle dentro de la región de influencia del proyecto, y para ello tendrá que describir:

- ¿Cuál es la actividad sísmica que se presenta en la región de influencia? Trate de hacer una correlación y un mapa como el de la Figura 3.1
- ¿Cuáles son las estructuras geológicas más notables (e.g. megafallas, fallas regionales, pliegues)? Presente finalmente el mapa estructural y la descripción geológica estructural de la zona de estudio, haciendo referencia a las diferentes etapas de evolución tectónica y su relación con cada familia de discontinuidades.
- En las zonas de falla clasifique el macizo rocoso según la Figura 3.9;
- los materiales no-consolidados de la superficie de acuerdo al Cuadro 3.2;
- los cuerpos de agua subterránea y condiciones de presión (i.e. hidrodinámica, hidrostática, anomalías);
- los afloramientos del macizo rocoso, clasificados según su genética.

Con la información que acaba de elaborar, sea aún más específico y obtenga:

- mapa de patrones de discontinuidades;
- mapa de iso-densidades de discontinuidades;
- diagramas estereográficos de las familias de discontinuidades para cada patrón de discontinuidades.

3.2. Si usted está actualmente involucrado en algún proyecto en específico, identifique cuál es la la región de influencia del proyecto y realice el mismo trabajo de la Actividad 3.1.

Capítulo 4
Trabajo de Ingeniería

Resumen Este cuarto capítulo describe los alcances y las técnicas que involucran un trabajo de ingeniería para recolectar información del macizo rocoso con fines de aplicación a la descripción mecánica del mismo, como ser el reconocimiento visual de campo y el levantamiento de las superficies expuestas del macizo rocoso. Se comentan los métodos tradicionales y los nuevos métodos.

4.1. Alcances del trabajo de ingeniería

El trabajo de ingeniería de macizos rocosos usa la información de geológica regional y local, comentada en el anterior capítulo, con el objeto principal de definir *unidades geomecánicas* a partir de la información disponible en las unidades geológicas. En ciertas circunstancias, ambas unidades, geológica y geomecánica, pueden coincidir, pero en la mayoría de las veces éstas son distintas. Este tratamiento necesita, por tanto, de adicionales observaciones en campo y gabinete en el macizo rocoso.
Dentro de este proceso de investigación se toma en cuenta que existe una interacción entre el tipo de proyecto en consideración (*v.gr.* aquel que exige la investigación del macizo rocoso), las condiciones mecánicas del macizo rocoso a investigar y la propia planificación de la investigación. La variabilidad natural del macizo rocoso obliga a que cada lugar requiera una investigación individual muy diferente de otra adyacente.
Una de las dificultades experimentadas por los ingenieros involucrados en el trabajo de ingeniería del macizo rocoso es la determinación de la escala de trabajo. En otras palabras, definir cuál es el volumen de macizo rocoso que se tiene que investigar, y en especial cuál es la intensidad de investigación apropiada para ese volumen. El *volumen de macizo rocoso* que será perturbado por la obra es el volumen de investigación, o viceversa. En otras palabras, el volumen de macizo rocoso que será representativo de todo el volumen

a investigar. La *intensidad de investigación* implica por ejemplo determinar el número y profundidad de perforaciones, el número y extensión de galerías de exploración, y/o el número y tipo de muestras necesarias. Un primer problema que uno tropieza es saber que resulta incierto determinar la intensidad de investigación y el volumen del macizo rocoso, debido a que se desconoce la variabilidad y heterogeneidad del medio que se desea explorar. Se afirma que la experiencia es de gran ayuda al momento de tomar las decisiones en esta etapa. Sin embargo ¿qué indica aquí *la experiencia*? Indica, en este caso, un estado de conocimiento que se alcanzó por prueba y error, por tanto existe aún un grado de incertidumbre no cuantificable. Una exploración insuficiente e incierta no brinda una cabal información para determinar las condiciones mecánicas reales en el macizo rocoso, pero sí da un rango de datos que puede procesarse para idealizar las condiciones del mismo pero de forma aproximada.

Por las mismas razones de que una exploración es insuficiente e incierta, no se puede afirmar que una campaña de investigación de ingeniería planificada es exagerada o sobredimensionada, por el contrario, tener un dato más de las condiciones mecánicas del macizo rocoso sirve de mucho para idealizarlo de mejor forma. Un dato más, dentro del programa de investigación de ingeniería, nunca será pérdida de esfuerzo, tiempo ni dinero, si son bien procesados y aprovechados.

El volumen explorado del macizo rocoso siempre será ínfimo en comparación al volumen que se desea investigar, en proporciones de 5×10^{-6}:1 en el mejor de los casos; algo así como comparar el volumen que almacena un dedal comparado con el volumen que almacenan 50 barriles de petróleo [326]. Podría decirse que se tiene una vasta incertidumbre de las condiciones de un volumen de investigación donde nunca se observa más allá de lo visto.

Dentro de las datos del desempeño final de un proyecto de ingeniería de rocas, el costo de la investigación de ingeniería es referido como un porcentaje del costo total final de todo el proyecto. Este dato es útil para la proyección de un proyecto similar. Sin embargo, para usar aquel en la estimación del costo total de la investigación de ingeniería de un nuevo proyecto, se tendría que transformar el dato a un porcentaje relativo al costo total estimado al inicio, debido a que se desconoce a *priori* el costo total final de un proyecto.

Por todo lo anterior nombrado, el primer trabajo que se tiene que cumplir dentro de la planificación de la campaña de investigación de ingeniería del macizo rocoso para un proyecto dado, es el de obtener el mayor presupuesto admisible de recursos económicos para este fin, según la convicción de que los resultados de ese trabajo facilitarán las decisiones y disminuirá la incertidumbre del sitio estudiado. A pesar del insuficiente presupuesto que siempre se obtendrá para la campaña de investigación de ingeniería, uno enfrenta el reto con el uso de los mejores conocimientos de las ingenierías. En forma general se recomienda priorizar las necesidades geotécnicas guiadas por la ya entendida geología regional y local obtenidas en la fase de descripción geológica. El conocimiento de los procesos geológicos, hidrogeológicos involucrados y técnicas no-destructivas (*v.gr.* geofísicas) y la interpretación de las prospecciones destructivas, ayudarán a extrapolar con criterio lógico los datos obtenidos por el programa de investigación de ingeniería.

El presupuesto para realizar el trabajo de ingeniería del macizo rocoso deberá ser lo suficiente para llevar a cabo estudios detallados que faciliten la elaboración de un diseño seguro y a la vez económico del proyecto, y disminuir la posibilidad de condiciones geológicas inesperadas que demoren la conclusión del contrato y aumenten el costo total del proyecto. Por lo común este tipo de demoras cuestan muchas veces más que un buen y detallado estudio geotécnico. Por ejemplo, en experiencias en túneles urbanos (considerados como las obras más inciertas y de mayores riesgos dentro de la ingeniería geotécnica) se observó que el costo invertido en exploración del subsuelo es de 0,5 % hasta 3 % del costo total final de construcción de la obra, en el mejor de los casos; mientras que el costo para cumplir las demandas y responder a indemnizaciones, por no haber disminuido las incertidumbres a través de una mayor intensidad de exploración del macizo, llegan a ser hasta del 12 % del costo total final de construcción [326].

Inclusive, una buena campaña de trabajo de ingeniería del macizo rocoso puede disminuir en 10 a 15 veces el costo de esa exploración en el monto total de construcción de la obra, lo que indica que podría tornarse en una buena inversión. Sin embargo, ¿A qué se refiere uno con *buena campaña de investigación de ingeniería*?

Hasta ahora no existe una respuesta directa; lo que se puede decir es que: una buena campaña de investigación de ingeniería es aquella que va a invertir en una investigación de ingeniería un dado porcentaje del costo total estimado de la obra, y que es igual o superior al porcentaje del costo total estimado de una similar y ya construida obra de referencia donde se obtuvieron resultados aceptables en la estimación de las condiciones del macizo rocoso.

Se recomienda también, definir como mínimo dos fases de exploración distribuidas en el tiempo y reservar un porcentaje del presupuesto de exploración para cubrir contingencias del proceso de investigación de ingeniería (*v.gr.* una especie de fondos de contingencia) que permitirán responder algunas preguntas técnicas que resulta de la primera fase de exploración inicial, identificadas por un previo análisis de riesgo (*v.gr.* técnicas de gerencia de riesgo). Sin embargo, se recomienda usar el fondo de contingencia sólo si es necesario cubrir una necesidad genuina, tal como reducir la incertidumbre de sitios de alto riesgo. Si después de la campaña de investigación de ingeniería se tiene la sensación de insatisfacción, esto puede indicar que la información de la campaña no fue suficiente; sin embargo, la sensación de suficiencia no será tampoco perceptible de forma clara.

Los alcances secundarios del trabajo de ingeniería varían según el objetivo del proyecto. Por lo general se tiene que lograr lo siguiente:

- conocer las características del sitio y vecindad en relación con los trabajos propuestos, desde el punto de vista geotécnico;
- aprovisionase de datos adecuados para un diseño económico y seguro;
- Recopilar información de trabajos previos hechos en el sitio, incluyen los posibles efectos de los usos previos en el sitio;
- informarse de los posibles problemas de construcción a ocurridos a causa de las condiciones geológicas e hidrogeológicas;

- reconocer la calidad y la dificultad de extracción de muestras adecuadas para el trabajo de exploración destructiva (*v.gr.* perforaciones, barrenaciones);
- tener en cuenta los cambios en la estabilidad, drenaje u otros aspectos geotécnicos que puedan existir durante la exploración destructiva;
- comparar métodos y sitios alternativos de exploración dentro de la zona del proyecto;
- estimar la estabilidad de estructuras existentes o características naturales existentes;
- investigar acerca de los asentamientos excesivos, deformaciones laterales o la inestabilidad de taludes, antes, durante y después de la construcción de la obra.

La descripción del macizo rocoso tiene que ser objetiva con el uso de una nomenclatura y clasificación normalizada. La investigación de ingeniería tiene el objetivo de obtener información que promueva un lenguaje que permita al observador transmitir su impresión general del macizo rocoso referente a su comportamiento mecánico anticipado. El lenguaje de la descripción geológica no tiene que ser ambiguo, debido a que diferentes observadores de un macizo rocoso dado, necesitan describirlo en forma similar. La investigación deberá obtener datos cuantitativos de interés para la solución de problemas prácticos definitivos y proveer una descripción completa del macizo rocoso o subsuelo para los fines de ingeniería. Mientras sea posible, usar medidas simples más que sólo observaciones visuales aisladas.
Una vez se obtenga la zonificación del macizo rocoso a través de unidades mecánicas similares, se recomienda proceder a describir el material rocoso a través de sus propiedades físicas y a describir el macizo rocoso considerándolo como un volumen discontinuo en el que el material rocoso se divide en bloques, capas, columnas, con planos de debilidad (*v.gr.* discontinuidades). La información contenida en cada descripción puede hacerse a través de tres niveles:

- índices descriptivos, que pueden determinarse a través de apreciación visual de la roca;
- índices de clasificación, que pueden ser determinados a través de ensayos que requieran pocas o ninguna preparación de la muestra;
- índices geo-mecánicos, determinados sólo por ensayos complejos donde requieren preparación exhaustiva de muestras.

Existen dos niveles básicos en el cual una investigación del macizo rocoso puede llevarse a cabo, dependiendo de la cantidad de detalle que se requiere. En una *investigación parcializada* son descritos sólo los detalles que aparecen importantes, mientas que en una *investigación aleatória* son descritos todos los detalles que están en el área [145]. Para la extracción de muestras por la aproximación aleatoria se tiene la desventaja de alto consumo de tiempo y se requiere de alguna forma de procesamiento automático de datos para analizar toda la información. De todos modos, si los dominios estructurales no pueden ser delineados y diferenciados, no existe otra alternativa de seguir este tipo de aproximación. La aproximación parcializada se aplica mejor cuando los dominios estructurales son reconocidos. Esto ahorrará tiempo y esfuerzo, y revela todos los sistemas de discontinuidades encontrados en área adyacente de investigación.

4.2. Recopilación de información

Antes de realizar cualquier exploración en la zona de estudio es necesario reunir la mayor cantidad de información posible sobre la estructura propuesta y las condiciones del macizo rocoso a investigar. En ese sentido se podrían reunir copias de sondeos y resultados de ensayos de laboratorio de investigaciones previas del lugar o de otro lugar cercano, revisar mapas geomorfológicos hechos para propósitos de suelos en agricultura u otro propósito en específico, mapas geomorfológicos globales sin fines específicos, revisar/estudiar fotos aéreas nuevas y antiguas junto con planos topográficos (*e.g.* escala 1:5 000 o 1:10 000) o cartas geográficas (*e.g.* escala 1: 25 000), y revisar posibles reportes de pozos de agua.
Asimismo, puede ser útil tener fuentes de información (*e.g.* mapas geológicos o mapas geomorfológicos locales y regionales) que ayuden a determinar la historia geológica y condiciones geotécnicas del lugar, inclusive los estudios de suelos y estudios de rocas anteriores. Por ejemplo, se tiene mucha y buena calidad de la información geológica en los proyectos de investigación de universidades y en artículos de congresos y seminarios de geología.
También se recopila información acerca de la obra que está relacionada al objeto de la exploración. Es necesario conocer la localización exacta, dimensiones, tipo y uso de la obra (*e.g.* extensión de la obra y profundidad dentro del subsuelo). En sitios muy habitados es necesario conocer la localización de fundaciones ya construidas de estructuras de obras civiles adyacentes, en especial aquellas que pueden ser afectadas por la nueva obra. En zonas de actividad minera subterránea, se aconseja detallar la localización de todas las galerías y pozos de las minas con la mayor precisión y exactitud posible.

4.3. Reconocimiento aéreo

El reconocimiento aéreo es una herramienta útil dentro del campo de la investigación de ingeniería cuando se hace empleo de los equipos de fotogrametría (Figura 4.1) y no sólo un sobrevuelo visual.
En este aspecto, recordad que una fotografía aérea no es un fotomapa ni tampoco un mapa, ya que tiene una serie de errores por deformaciones de la lente, desviación, inclinación, y balanceo del aeroplano donde está la cámara; y errores por diferencias en el relieve. También la fotografía está distorsionada debido a las condiciones de la atmósfera y la curvatura de la tierra.
En muchos casos, las fotografías aéreas son empleadas en forma indiscriminada como fotomapas o mapas, dejando de lado el proceso tan importante de restitución fotogramétrica para tener un fotomapa exacto y luego un mapa. La diferencia del costo de una fotografía aérea no restituida con una restituida puede ser de más de tres veces, de este modo es importante tomar en cuenta qué servicio y qué producto se contratan en el momento de pensar en usar tan importantes y útiles herramientas.

4.4. Levantamiento topográfico

Debido al desarrollo de los nuevos instrumentos topográficos, como la estación total, que posibilitan obtener cualquier punto con las coordenadas en el espacio en un base específica, muchos de los criterios básicos y fundamentales de la topografía de exactitud se perdieron y en especial aquel de la necesidad de conformar una poligonal cerrada de precisión alrededor del sitio investigado, previo cualquier levantamiento planialtimétrico.
Esta omisión, tanto en la ejecución de un levantamiento topográfico como en los mismos términos de referencia, hace que muchos de los puntos levantados sean poco exactos aunque la precisión del levantamiento especificada por el instrumento sea alta. Asimismo el

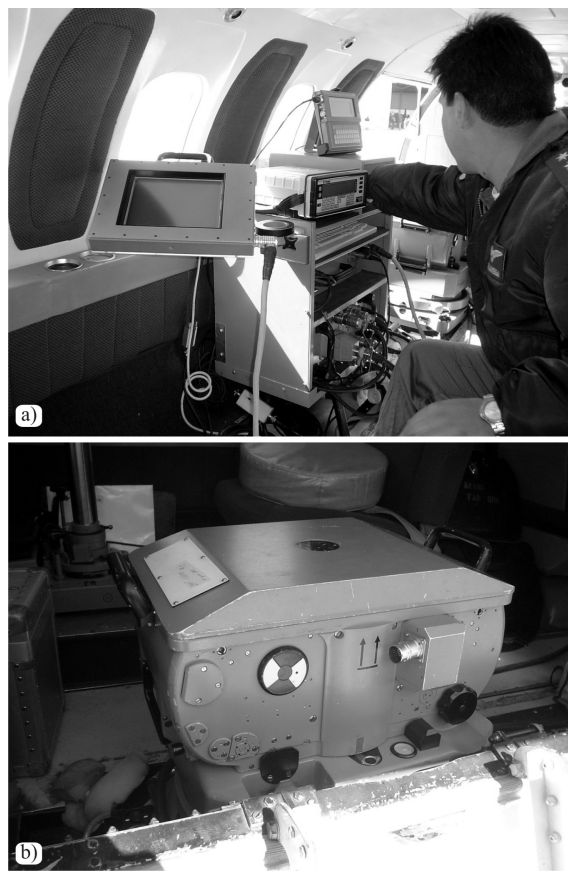


Figura 4.1 Equipos de aerofotogrametría (Servicio Nacional de Aerofotogrametría, Bolivia). **a** Sistema de posicionamiento; **b** cámara fotográfica.

empleo inadecuado de los Sistema de Posicionamiento Global (GPS: *Global Positioning System*) en la ingeniería posibilita que el punto base principal de donde se enlaza toda la malla del levantamiento, tenga grandes errores de exactitud.
El inadecuado empleo de los paquetes de interpolación para obtener el modelo digital del terreno también incurre en errores de exactitud. Por ejemplo, existen ciertos detalles discontinuos de la topografía del la superficie levantada que el programa de por sí sólo con la herramienta de interpolación no es capaz de reconocer.
Si el sito de estudio alberga o albergará obras subterráneas, el levantamiento topográfico dentro de las cavidades subterráneas tiene que hacerse a partir de una poligonal abierta enlazada a un punto de referencia en la superficie que pertenece a la poligonal cerrada de superficie; y una vez que cualquier cavidad encuentre otra salida a la superficie, cerrar la poligonal. Cuando se trabaje con poligonales abiertas, la precisión de la misma es más exigente que cuando se trabaja con aquellas cerradas.

4.5. Reconocimiento visual de campo

En lo usual las visitas a campo revelan aspectos que podrían estar *ocultos* durante la recopilación de información. Este tipo de reconocimiento se basa de una apreciación heurística, necesita de personal con experiencia y se hace en una de las primeras visitas al sitio; aunque no se limita a una sola vez, pues pueden existir visitas de este tipo las cantidades que sean necesarias. Estas visitas son multidisciplinarias, se hacen con profesionales técnicos y hasta administrativos, y es de suma importancia para interactuar, conocer opiniones distintas acerca de lo que se espera del proyecto y hasta para crear lasos personales-profesionales que serán de gran utilidad para el proyecto en el futuro.
Para el ingeniero de rocas, el objetivo del reconocimiento visual de campo le da una idea del tipo de material y macizo rocoso presente, y una idea general de los parámetros geotécnicos posibles, así como las condiciones del agua del subsuelo y las condiciones de contorno [94, 264]; todo esto con la ayuda y el empleo de pruebas básicas pero acompañadas de mucho sentido analítico.
El equipo mínimo-básico del ingeniero de rocas para hacer un reconocimiento visual de campo podría limitarse a lo siguiente:

- cinta de medida graduada o también llamada *huincha*;
- clinómetro;
- sistema de Posicionamiento Global, para tener una idea aproximada del lugar donde uno está localizado;
- cuchillo o navaja de bolsillo, para estimaciones de dureza Mohs;
- cincel y martillo geológico de rocas sedimentarias y/o metamórficas (también llamado *martillo cateador*), para varias estimaciones rápidas;

- brújula tipo Clar[1] o una brújula tipo Brunton, para la medida de direcciones espaciales;
- herramientas para la extracción manual de muestras;
- lupa de aumento de al menos 10× de amplificación, para la observación de los minerales constituyentes de las rocas;
- ácido clorhídrico al 10 % de concentración, para la diferenciación de rocas con minerales orgánicos o calcáreos.

En este trabajo procure la diferenciación de los tipos de materiales, reconozca minerales, y obtenga una descripción textural y genética del material rocoso. Se aconseja también describir microestructuras (*v.gr.* microplieges, foliación, esquistocidad, bandeamiento, planos de sedimentación, minerales deformados, microfracturas). El material rocoso se describe en lo posible a través de la observación de las superficies frescas y en sus superficies mojadas. Cada observación puede ser respaldada en lo posible a través de muestras de mano.
El color que expone el material rocoso es también una guía útil para describir la composición del mismo y su estado de meteorización. Se prefieren los ábacos de color de Munsell® para una identificación cuantitativa del color. La coloración es siempre compleja y las variaciones pueden introducirse por superficies bandeadas, vetas, caras descoloridas o fracturadas y abigarramiento. Por último se aconseja hacer la descripción de la textura del material rocoso.
Otros instrumentos portátiles especializados de reconocimiento visual que darán información aún más especializada y cuantitativa más que cualitativa, podrían transportarse en este tipo de visitas, de acuerdo al tiempo disponible. Éstos son:

- martillo de rebote Schmidt tipo L, de baja energía[2], para estimar la resistencia a compresión uniaxial del material rocoso;
- máquina portátil de mesa inclinada, para determinar la resistencia a corte de superficies rugosas de las discontinuidades de roca;
- máquina portátil de ensayo de carga puntual, para hacer ensayos en muestras irregulares de roca (*Lump Test*) y cumplir objetivo semejante al del martillo de rebote Schmidt tipo L.

Estas listas de equipos básicos y especializados de reconocimiento visual debería formar parte del *arsenal* profesional de cada ingeniero encargado de lidiar con los macizos rocosos. La inversión que se haga a nivel personal o de una compañía del rubro justificará los resultados obtenidos en todas las actividades de reconocimiento visual y primeras estimaciones.

[1] La brújula Clar, también conocida como brújula Freiberger, brújula Alemana o mal llamada Brújula de Estratos) supera en eficiencia a la Brújula Brunton para los trabajos específicos de la ingeniería de rocas. Ella se convirtió en la herramienta *insignia* del ingeniero de rocas, así como es el martillo cateador lo es para el ingeniero geólogo.

[2] Tome nota que este martillo de rebote Schmidt tipo L no es el mismo martillo tipo N, éste último usado en concreto. Vea mayores detalles al respecto en la sección 9.3 del presente libro.

También es conveniente comentar que en este trabajo visual de campo, así como en todas las fases de trabajo en campo de superficie y/o subterránea, todo profesional debe tener los equipos de seguridad apropiados. Da lástima ver que profesionales experimentados no tengan noción de su seguridad personal y desempeñen sus actividades de campo y laboratorio sin ningún equipo de seguridad. La Figura 4.2 muestra el contraste de los equipos de seguridad de dos profesionales que hacen una visita de campo con fines de ingeniería de rocas.

Cuando se trabaja con macizos rocosos superficiales o subterráneos existe una alta amenaza de desprendimiento de rocas con suficiente energía (*v.gr.* $>65\,\mathrm{J}$) como para perforar o quebrar la estructura ósea de una persona[3] Además, se tienen equipos neumáticos a la suficiente presión como para perforar tejidos y equipos hidráulicos con una capacidad de fuerza mucho mayor que la que el humano puede ejercer. Asimismo, no se tiene la suficiente visibilidad del medio ni el tamaño de una persona es suficiente como para ser visto con prontitud a las enormes cantidades de movimiento de los vehículos, y por lo general se tiene la suficiente lejanía de un buen centro de emergencias médicas como para poder socorrido con prontitud. Por consiguiente es estricto el uso de equipo de seguridad aunque la actual moda en la región no sea tal. En general este equipo consiste de:

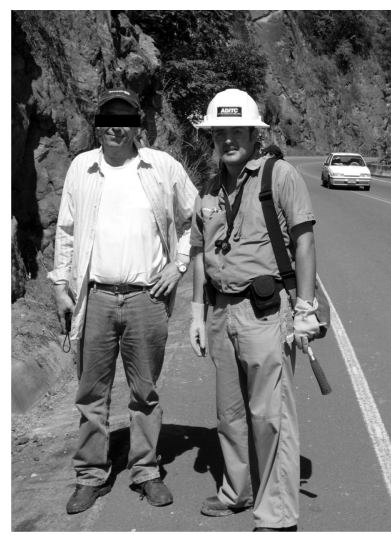


Figura 4.2 Equipos de seguridad durante el trabajo de campo de profesionales dedicados a la ingeniería de rocas. *Izquierda* concepto antiguo; *derecha* concepto actual.

[3] Una roca con una masa de 3,8 kg, equivalente a una esfera de $\approx$14 cm de diámetro, tiene una energía de 7,5 kJ si ésta cae de 200 m de altura, situación que equivale a la energía de un proyectil calibre .42 de 16 g disparado a una velocidad de $1\,000\,\mathrm{m\,s^{-1}}$.

- casco de visera larga y completa, para cubrirse de los rayos directos del sol aparte de su función básica[4];
- botas con suela y punta metálicas de caño medio a alto;
- enterizo[5] (*Coverall*) de color vistoso (*e.g.* rojo, naranja, amarillo, blanco) con cintas reflectoras ubicadas de tal forma que representen en forma cercana el contorno externo del cuerpo humano (*v.gr.* cintas en las mangas entre los codos y bota-pies entre las rodillas, en la espalda y en el pecho, por encima y debajo del nivel de los hombros), para ser observados en forma oportuna por los maquinistas;
- guantes, cuando se usen equipos;
- lentes de seguridad, cuando se usen equipos o se quiera fragmentar una roca o se este cerca de mangueras neumáticas o hidráulicas a alta presión;
- protectores de oído, cuando están en funcionamiento diversas máquinas cuyo ruido se amplifica en ambientes subterráneos;
- protectores para respiración, por ejemplo cuando se trabaja con concreto proyectado;
- linterna, en caso de un inesperado y eventual corte de energía;
- máscara de oxígeno de rescate, cuando el aire esté contaminado por gases de los explosivos o gas grisú presente en forma aislada e inesperada en algunos tipos de macizos rocosos;
- equipo de comunicación.

Serios y metódicos estudios fueron hechos en personas (*v.gr.* bomberos) de modo de definir un cómodo, seguro y reproducible enterizo de trabajo; inclusive los patrones del mismo se exponen para la manufacturación del mismo [224, 223]. A partir de estos estudios, la Figura 4.3 muestra el esquema recomendado para la manufacturación de un enterizo para trabajos con macizos rocosos.

4.6. Toma de fotografías como registro

Las fotografías de registro son aquellas que sólo darán información para la presentación del sitio y de algunos rasgos del macizo rocoso. Una fotografía de este tipo no es un mapa ni puede considerarse un único elemento para garantizar la descripción total del macizo rocoso. Nunca confíe a este tipo de fotografías toda la información que el macizo rocoso ofrece, debido a que no es lo mismo una fotografía que la observación directa del fenómeno, por lo que la descripción total, la toma de notas y los esquemas se recomienda realizarse en el sitio de forma obligatoria.

[4] Se constató que la visera larga y completa de estos cascos cubre también la nuca ante las caídas de roca.

[5] Los enterizos con forro interno de tela antitranspirante y conservador de calor, y con tela externa gruesa e impermeable, han dado excelentes resultados para ambientes húmedos y secos, y temperaturas no extremas de 10 ° a 35 °.

La fotografía de la superficie expuesta puede tomarse a colores o a escala de tonos de gris. Sobre el plano a fotografiar, colocar una regla graduada en unidades métricas, una cartilla de colores estándar (*v.gr. Kodak Color Strip Chart*) y una cartilla de escala de grises (*v.gr. Kodak Gray Scale*). Las cartillas de colores servirán como escala para calibración digital de los colores durante el proceso de acabado de la fotografía (Figura 4.4), ya que el color real de un objeto varía en función del color de la luz, el filtro de lente que pueda usarse y de la calidad del sensor de imagen.

La cámara fotográfica necesitará de un trípode que le garantice su total verticalidad a través de un nivel de burbuja. Cuando sea necesario tomar las fotografías a macizos rocosos expuestos en una gran extensión y donde la distancia entre la cámara–objeto sea corta, se recomienda usar lentes gran angulares con una distancia focal de 17 mm a 24 mm, con ángulos de visión de 104 ° a 83 °, respectivamente. Si desea un ángulo de visión de 180 °, use un objetivo súper gran angular (i.e lente ojo de pez) de 16 mm (fotografía rectangular) o de 8 ° (fotografía circular).

La *relación de luz*, es una razón del mayor tono de color (*v.gr.* más claro o blanco) respecto al menor tono de color (*v.gr.* más oscuro o negro) en una misma escena. Por ejemplo, si se tiene un objeto de color gris con una reflectancia del 80 % (en realidad un blanco) y otro con una reflectancia del 43 % (un gris claro), la relación de luz es $80 : 43 = 1{,}86 : 1$. La

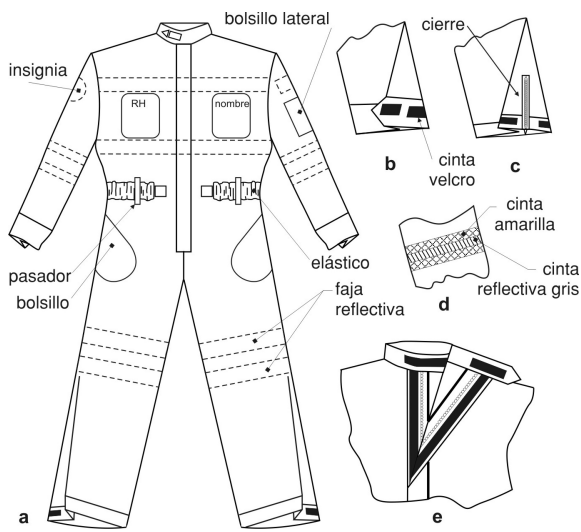


Figura 4.3 Enterizo recomendado para el uso en trabajos de ingeniería de rocas.

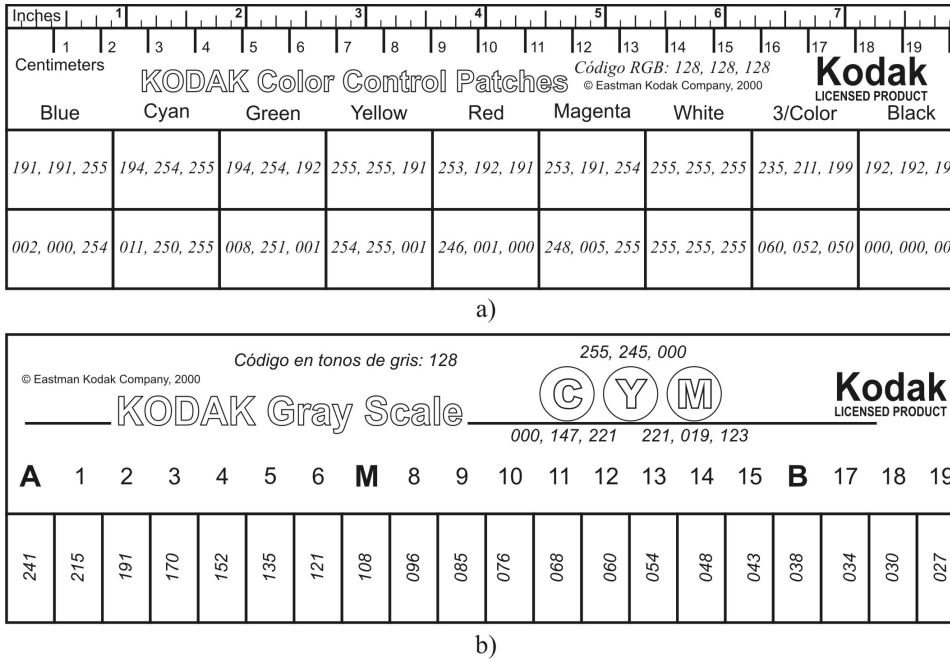


Figura 4.4 Cartilla de colores *Color Strip Chart* para sacar fotografías. **a** Cartilla Kodak de colores; **b** cartilla de tonos de gris Kodak con los códigos aproximados generado para un valor de gamma de 2,0 y densidades iluminancia desde 0,05 hasta 1,95 en 20 incrementos cada 0,1 (*v.gr.* $f/$=1/3). Los números en cursiva en los casilleros indican códigos Rojo-Verde-Azul (RGB), valores que son aproximados y sólo para fines de referencia.

relación de luz de una escena puede hallarse a partir de medidas físicas de iluminancia[6], de luminancia[7] o de reflectancia[8] que emite la misma.

Dentro de una escena donde sólo se muestra un macizo rocoso en obras subterráneas, por lo general ésta tiene una relación de luces cercana a 1 : 1, es decir que el tono de mayor luz es casi igual al tono de menor luz en la escena. Para obtener una fotografía de una escena óptima, se tiene que obtener una relación de luces cercana a 3 : 1; por lo que en tomas de macizos rocosos en obras subterráneas, se modifica esta relación de luces a través de exponer a un mayor tiempo de captación de iluminancia expresada en segundos y a una mayor cantidad de iluminancia expresada en lux (*v.gr.* mayor exposición), tomado en cuenta la sensibilidad del sensor de imagen de la cámara. Para este fin, usar una cámara

[6] *iluminancia*: cantidad de flujo luminoso que emerge de una superficie por unidad de área, en unidades de lux.

[7] *luminancia*: luz que refleja una superficie, en Cd m^{-2}.

[8] *reflectancia*: porcentaje de luz que refleja una superficie.

fotográfica profesional que permita tomas en modo exposición (*v.gr.* poseer cámara que tenga un fotómetro y permita la variación manual de la abertura [$f/$], la velocidad del obturador [1/v] y la sensibilidad del sensor de imagen [Iso]). Para fotografiar en modo exposición, el uso de trípode es indispensable, porque evita cualquier movimiento durante la toma.

La exposición expresada en lux s, es una cantidad física igual al producto de la iluminancia por el tiempo durante el cual la luz actúa. El valor numérico de la exposición (Ev: *Exposition Value*) está dado por la Ecuación 4.1, donde N es el valor numérico de la abertura relativa dada por el número $f/$, y t es el valor numérico de la velocidad de exposición expresada en segundos. Un Ev igual a cero corresponde para una abertura de diafragma de una unidad y una velocidad de obturación de una unidad.

$$Ev = 3{,}32 \lg \left(\frac{N^2}{t} \right) \tag{4.1}$$

Los Cuadros 4.1 a 4.3 posibilitan conocer los valores y relaciones necesarias para la correcta toma de fotografías.

Se obtuvieron buenos resultados de fotografías en excavaciones subterráneas con paredes expuestas de roca de color gris (*v.gr.* gneis cuarzo feldespático micáceo), tomadas con una iluminancia de 50 lux y con un valor de exposición de $Ev = -2$ para una sensibilidad del sensor de $Iso = 400$. En obras subterráneas no se aconseja el uso del *flash* debido a que creará una fotografía con partículas blancas brillantes (*v.gr.* también llamado *pixelado fotográfico*), que se produce por la insuficiente luz y que empeora por la reflexión de la luz del *flash* con el material particulado del aire (*e.g.* partículas finas de roca, partículas finas de agua) presente dentro de la excavación subterránea.

Las fuentes de luz para las fotografías son naturales y artificiales para macizos rocosos en superficie y subterráneos, respectivamente. Para evitar exposiciones a contraluz en fotografías del macizo rocoso en superficie, tomad en cuenta la dirección del sol. La orientación del sol respecto a la orientación del plano a fotografiar dará fuentes de luz frontales y laterales. Si se desea realzar el relieve del macizo rocoso, la luz lateral es más apropiada que una frontal. En días nublados se tiene una luz uniforme, que disminuye el realce del relieve del mismo. Si desea una buena fotografía de cualquier macizo rocoso, muy probable tendrá que programar de acuerdo con la orientación del sol y tendrá que volver al sitio más de una vez.

Para fotografiar el macizo rocoso dentro de las obras subterráneas, la fuente de luz por lo general es puntual. Dependiendo del tipo de haz de luz, la iluminación puntual puede ser paralela o radial. Debe evitarse el uso de luz puntual y radial, debido a que crea varias sombras donde el macizo rocoso pierde en la fotografía sus rasgos de relieve e incluso detalles. Mejores resultados se obtienen con fuentes de luz paralela y con el empleo de difusores, debido a que evita sombras sobrepuestas y le disminuye el carácter puntual de la luz. Si se quiere resaltar el relieve del macizo rocoso, se puede orientar la luz de forma lateral y no de frente.

Cuadro 4.1 Escala de abertura de diafragma por cada paso (*stop*) que posibilita la entrada de luz al doble o la mitad.

Entrada de menor luz	22	16	11	8	5,6	4,0	2,8	2,0	1,4	Entrada de mayor luz

Cuadro 4.2 Escala de velocidad de obturación por cada paso (*stop*) que posibilita la entrada de luz al doble o la mitad.

Fracción de velocidad en s^{-1}	Menor entrada de luz						Mayor entrada de luz		
	<1	8	15	30	60	125	250	500	1 000
Velocidad en s	>1	0,125	0,067	0,033	0,017	0,008	0,004	0,002	0,001
	Lenta				Media				Rápida

4.7. Levantamiento del macizo rocoso

Desde el punto de vista local, las características del macizo rocoso sólo es estimada más nunca determinada, porque para ello debería excavarse por completo el espacio subsuperficial. La descripción del macizo rocoso con fines geotécnicos precisa de observaciones geológicas a mayor detalle; de ahí la necesidad de establecer una sistemática que homogeneice criterios y facilite la comunicación entre profesionales que tengan que realizar los trabajos de descripción a partir de afloramientos. La descripción del macizo rocoso involucra describir el material rocoso, que ya se hizo, las superficies de discontinuidad y los rellenos de las mismas. La Figura 4.5 muestra el trabajo de descripción del macizo rocoso dentro de una excavación subterráneas.

Los pasos para describir el macizo rocoso son: Identificar un afloramiento, sacar una fotografía con alguna escala de referencia (*e.g.* el martillo geológico), tomar el punto topográfico y referenciarlo, dibujar el punto en el mapa, medir la dirección de la fotografía a través

Cuadro 4.3 Escala de valor de exposición (Ev) y combinación de abertura de diafragma y velocidad de obturación.

Ev	Apertura de Diafragma, $f/$									
	1	1,4	2	2,8	4	5,6	8	11	16	22
-2,0	4,0	8	16	31	64	126	256	484	1 025	1 938
-1,7	3,2	6	13	25	51	100	203	384	813	1 538
-1,3	2,5	5	10	20	40	79	161	305	645	1 220
-1,0	2,0	4	8	16	32	63	128	242	512	968
-0,7	1,6	3	6	12	25	50	102	192	406	769
-0,3	1,3	2	5	10	20	40	81	152	323	610
0,0	1,0	2	4	8	16	31	64	121	256	484

de la brújula, describir el macizo rocoso mediante un procedimiento pre-establecido y en lo posible estándar, como se verá en la Sección 4.8 del presente capítulo.
Este trabajo no se limita sólo a la fase pre-constructiva, sino a la fase de construcción. Por ejemplo, cuando se construirá un pilote o sistemas de pilotes[9] en un macizo rocoso, tanto las paredes como la base de hoyo de perforación pueden ser empleados para obtener información exacta y precisa del macizo rocoso.
Debido a que las discontinuidades de la roca no pueden ser examinadas en forma directa en tres dimensiones, es necesario inferir sus características a partir de datos observados en las paredes expuestas del macizo rocoso (*v.gr.* datos bi-dimensionales), incluyendo tanto los afloramientos y cortes superficiales como las paredes de las excavaciones y de las perforaciones. Por las características intrínsecas de las discontinuidades (*v.gr.* que no son observables en forma directa ni total), el levantamiento de las mismas es en realidad sólo una faceta de una descripción más fundamental.
También es importante tener en mente, que estos métodos son estadísticos, que se rigen según una dada metodología y un fundamento sistemático, en la cantidad y extensión necesarias, y en los sitios apropiados; para que sus resultados y conclusiones sean capaces de representar un universo más extenso en un determinado volumen del macizo rocoso y para evitar grandes diferencias de un mismo fenómeno por diversos observadores. Debe

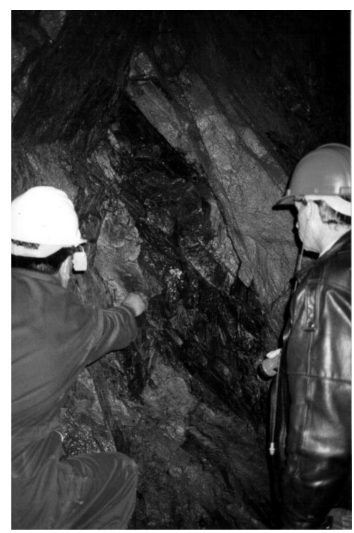


Figura 4.5 Reconocimiento del macizo rocoso en una galería de exploración.

[9] En este tipo de excavaciones, la longitud de la traza de la persistencia de las discontinuidades son mejor determinadas [461].

también tomarse en cuenta la respectiva limitación que existe, de inferir datos obtenidos en un espacio 1,5-dimensional y bi-dimensional a un espacio tridimensional.
El carácter estadístico de la toma de datos responde a la naturaleza estocástica/fractal de todas las propiedades de las discontinuidades (*e.g.* el espaciamiento y el tamaño de una familia de discontinuidades pueden representarse a través de funciones de distribución de probabilidades; la rugosidad de las discontinuidades se pueden representar como un fractal).
Por estas razones, a *priori*, todo dato obtenido por los métodos tiene errores. Éstos pueden ser: 1) errores sistemáticos (*v.gr.* errores sistemáticos o de tendencia, errores estadísticos [*bias*]): a) errores de medida, b) errores de muestreo y c) errores de estimación (Figura 4.6); y 2) errores aleatorios. Por ejemplo, los errores sistemáticos son causados por inexactitudes en la forma individual en que cada dato es medido, o causados por planes de muestreo que no son representativos, y los errores aleatorios son debido a la fluctuación estadística de un sitio de muestreo a otro. Debido a la existencia de estos errores, la información obtenida necesita pasar por correcciones.
Las cantidades, extensiones y localización de los sitios de obtención de datos no siempre son posibles de cumplirlos, debido a que por lo general: 1) las paredes expuestas de roca están distantes de la zona de interés, 2) no se tiene la suficiente representatividad debido a que pueden estar alteradas por procesos naturales (*e.g.* meteorización), o 3) el acceso a las mismas son limitadas por el mismo proceso de construcción (*e.g.* los daños por voladuras, un riguroso plan de producción). Para determinar la localización y las cantidades necesarias de puntos/zonas de levantamientos del macizo rocoso necesita de un minucioso estudio estadístico [145].
Una superficie expuesta muestra el macizo rocoso en un plano, que según ciertas suposiciones y técnicas dan información de las características tridimensionales del macizo rocoso (*v.gr.* orientación, espaciamiento, abertura, continuidad, traza de persistencia de la familias de discontinuidad), y en algunos casos las propiedades de esas características (*e.g.* rugosidad, resistencia de las paredes, relleno de las discontinuidades).
El levantamiento de una superficie expuesta con fines de descripción del macizo rocoso puede ser de dos tipos: levantamiento total y levantamiento parcial. El *levantamiento parcial* de exploración considera un área menor (*v.gr.* subconjunto) al área total que se desea levantar, y se asume que la tendencia encontrada en la ventana de exploración se repite para el total de la superficie expuesta. En los dos tipos de levantamiento de superficies expuestas (*v.gr.* parcial o total) se necesita el contacto directo con el macizo rocoso (*e.g.* diversas medidas puntuales) y la combinación de otros métodos de *no-contacto* (*e.g.* simple observación visual, fotogrametría, rastreadores).

4.7.1. Plan de levantamiento

El levantamiento del macizo rocoso se hace mediante muestreo estadístico y posibilita determinar las propiedades del mismo a un cierto grado de aceptación y a una precisión pre-establecidas. Con el objeto de llegar a esto, el plan de muestreo tiene que garantizar representatividad en el sentido que:

- cada elemento de la población muestreada tenga una probabilidad diferente de cero de aparecer en el proceso del levantamiento;
- la probabilidad relativa que cada elemento tenga sea conocida;
- la importancia que se le dé a cada elemento particular observado esté en una proporción inversa a su probabilidad de aparecer en el proceso de levantamiento.

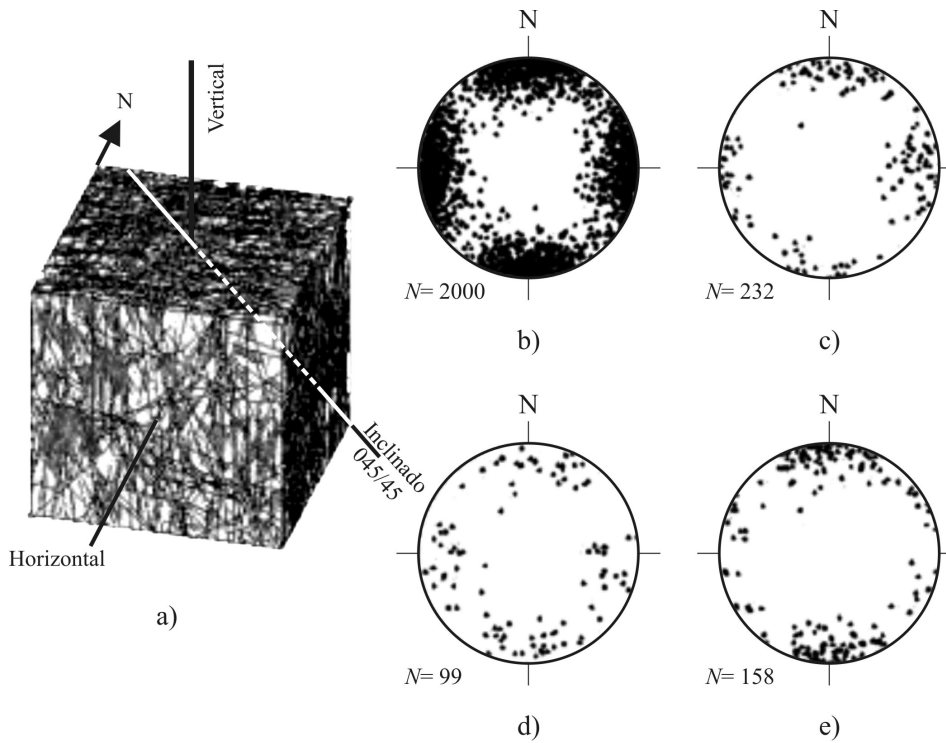


Figura 4.6 Sesgo en la obtención de datos de discontinuidades. **a** Volumen, forma y conformación de las discontinuidades del macizo rocoso analizado; **b** diagrama de polos de todas las discontinuidades presentes en el volumen analizado. Diagrama de polos de las discontinuidades que interceptan el hoyo de perforación; **c** orientado al NE con 45 ° de inclinación (*respecto la horizontal hacia abajo*); **d** vertical; **e** horizontal hacia el norte [187].

En el proceso del levantamiento del macizo rocoso, tres poblaciones son de interés:

- la *población objetivo*, que es la colección de elementos sobre la cual se desea conocer la información (*e.g.* las discontinuidades en un determinado volumen de interés del macizo rocoso);
- la *población levantada o muestreada*, que es la colección de elementos que están disponibles a ser levantadas (*v.gr.* las discontinuidades que aparecen en las superficies expuestas);
- las *muestras estadísticas*, que son las colecciones de elementos que son levantadas (*e.g.* las discontinuidades que cortan una línea de rastreo).

Los planes de muestreo para levantamientos de macizos rocosos expuestos tiene que cumplir dos criterios [145]: 1) permitir inferencias estadísticas válidas, cuya precisión pueda ser evaluada (*v.gr.* muestreo probabilista); 2) ser implementados en forma económica y fácil. En muchos casos, el costo de análisis es mucho menor que el costo de la obtención de datos, por lo que se favorecen aquellas medidas que tienen el objeto de minimizar el costo de muestreo.
El muestreo simple *aleatorio* de las discontinuidades (*v.gr.* seleccionar en forma aleatoria discontinuidades individuales y medirlas), así como el *muestreo estratificado aleatorio* (*v.gr.* elegir paredes expuestas que reflejan una cierta particularidad) son sin duda inapropiados, a no ser que para el primer caso se tenga un criterio estadístico comprobado que cumpla tal aleatoriedad (*e.g.* el método de Coleman [120]) o para el último caso, que la estratificación sea obligatoria debido al tamaño de la superficie expuesta.
Los macizos rocosos tienen la propiedad que sus poblaciones muestrales son en forma innata posibles a ser estratificadas de forma no-aleatoria. Éstos están en forma natural estratificados en familias de discontinuidades, y a la vez estratificadas en sub-poblaciones litológicas y/o geográficas. Una inicial estratificación del total de la población muestral en el macizo rocoso (*v.gr.* levantamiento total) puede mejorar el desempeño de cualquier subsecuente plan de muestreo. Asimismo, si no se realiza al menos la *estratificación litológica* del macizo rocoso(*v.gr.* identificar en forma unidimensional características similares de un macizo rocoso), es posible encontrarse con problemas de periodicidad en la población levantada/muestreada. También es posible estratificar el macizo rocoso de acuerdo con ciertas propiedades físicas (*e.g.* propiedades índice o mecánicas [*e.g.* resistencia, deformación, color]). Una vez estratificado el macizo rocoso, se definen ventanas dentro del mismo, de modo que éstas cubran la superficie total levantada.
En el caso de no tener acceso al total del objeto levantado, el muestreo por ventanas (*clusters*) es favorable para el levantamiento del macizo rocoso. En el proceso de seleccionar ventanas de muestreo, éstas pueden ser seleccionadas de forma aleatoria (no confundir con la estratificación aleatoria mencionada con anterioridad, que se refería a elegir ventanas de muestreo sin previo conocimiento de la estratificación natural del macizo rocoso), y de cada pared expuesta se realiza el levantamiento.
En ambos casos (*v.gr.* levantamiento parcial o total) se registra: la orientación espacial, el tamaño y la forma de las ventanas de muestreo. Si la información existente en cada ventana

es tan abundante que es necesario sólo tomar información de una porción, se tiene que definir un segundo plan de muestreo dentro de las ventanas. No obstante, este segundo muestreo se recomienda evitar pese a que se usa con frecuencia, debido a que da lugar a la aparición de periodicidades en el proceso de muestreo. Dentro de estas ventanas se pueden emplear los levantamientos parciales por líneas, polilíneas y círculos de rastreo (que se denominan *leantamientos* 1,5*D*), que se verá a continuación.

4.7.2. Levantamiento parcial por línea de rastreo

En la práctica de la geología y la ingeniería geológica, las líneas de rastreo (*scanlines*) se usan para extraer información de los afloramientos. La técnica por la línea de rastreo [229] consiste en instalar líneas rectas de rastreo, compuestas por cintas, cables o pitas instaladas con anclas (*v.gr.* aquellos clavos usados en la mampostería de paredes de viviendas), en la pared expuesta. En ciertos casos, es posible también pintar líneas sobre el macizo rocoso con tiza o pintura.
El método consiste en extraer toda la información que es cortada por la línea de rastreo que puede variar de 50 m a 100 m de longitud. Este método es rápido pero tiene problemas de errores de sesgo de cada variable o información extraída. El sesgo se produce debido a que cada tipo de variable o información tiene una distinta probabilidad de aparecer y ser cortada por cualquier línea de rastreo que pueden tener cualquier orientación espacial. A través de este método, se pueden inferir características del macizo rocoso tales como el espaciamiento, la densidad, la persistencia y la intensidad de las discontinuidades. Sin embargo, se necesitan hacer correcciones según la orientación espacial de la línea de rastreo, tomando en cuenta que los datos de dos líneas de rastreo localizadas en distintos sitios son mutua y únicamente comparables si ambas tiene la misma orientación.

4.7.3. Levantamiento parcial por polilínea de rastreo

Este método [330] es una mejora del anterior método que posibilita una línea de rastreo compuesta por varias líneas (i.e polilínea).

4.7.4. Levantamiento parcial por circunferencia de rastreo

De las medidas de una circunferencia de rastreo sólo se extrae información de las trazas de discontinuidad que cortan la circunferencia de la ventana, y no se cuentan aquellas que se encuentran dentro de la misma.

4.7.5. Levantamiento parcial por ventanas de exploración

Existen dos criterios para hacer un levantamiento parcial por ventanas de exploración: 1) considerando sólo las trazas que están inscritas en la ventana, dejando de lado aquellas que cortan el contorno de la ventana; 2) considerando las trazas que están inscritas en la ventana y aquellas que cortan los bordes de la misma (*v.gr.* rectángulo de rastreo).
Las características del macizo rocoso que se extraen por este método dependen del tamaño de la ventana de exploración, es decir son dependientes de la escala. Por lo general se usan ventanas con lados alrededor de los 10 m. De este modo, es necesario describir el mismo macizo rocoso a diferentes dimensiones de ventanas de exploración hasta encontrar la dimensión específica donde las características del macizo rocoso son invariables (Figura 4.7).

4.7.6. Levantamiento total

En un levantamiento total, por la extensión de la superficie del macizo rocoso, es necesario dividir ésta en ventanas,una al lado de otra, y no hacer un sorteo aleatorio de qué ventanas se levantarán, sino se deberían levantar todas una a una. Sin embargo, describir el macizo rocoso en forma total por métodos de contacto directo con la superficie del macizo no es aplicable para grandes obras subterráneas, debido a que éstas tienen superficies del orden de los miles de metros cuadrados y las condiciones para desempeñar las medidas no son favorables. Por ejemplo, una caverna de máquinas de 20 m de lado, 40 m de alto y 120 m de longitud tendrá expuesta una superficie de 14 800 m^2. Si se asume una densidad de 24 trazas de discontinuidad por m^2, implicaría 355 200 detalles a levantar. En este caso, el trabajo se hace inviable no sólo por la cantidad de detalles a levantar, sino que además hay que considerar que para hacer las medidas se tendría que emplear más de un técnico y ascensores para el acceso a los puntos más remotos, donde el trabajo debería hacerse en forma paralela a los ciclos de demarcación, perforación y tratamiento, lo cual dificultaría aún más cumplir con el objetivo.
De este modo, el levantamiento total sólo es viable si se usarán métodos remotos de toma de datos (*e.g.* fotogrametría, rastreadores) y programas computacionales para su interpre-

tación. Los beneficios que se obtienen de hacer un viable programa de levantamiento total son grandes. Levantamientos totales del macizo rocoso por métodos remotos fueron empleados en túneles en Estocolmo, Suecia; sonde se evidenció eficiencia, precisión y una relación costo-beneficio baja [440].

4.8. Obtención de información del macizo rocoso

Se observó en la anterior sección que el levantamiento del macizo rocoso se hace mediante muestreo estadístico con técnicas como líneas de rastreo y ventanas de exploración. En esta sección se hablará de los métodos que existen para extraer de aquellas líneas de rastreo o ventanas de exploración, información necesaria para la posterior descripción del macizo rocoso, tales como: la resistencia a compresión uniaxial del material rocoso, la resistencia

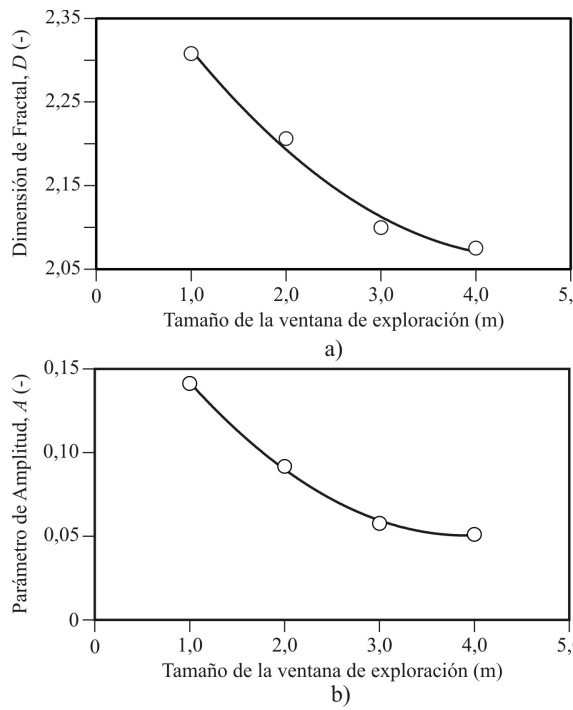


Figura 4.7 Dependencia de la escala de la ventana de levantamiento en una de las propiedades (*v.gr.* rugosidad) de una familia de discontinuidades [161]. **a** Dimensión fractal D de la rugosidad; **b** amplitud A de la rugosidad.

en las paredes de las discontinuidades, la distribución de tamaño de bloques, orientación y traza de persistencia de discontinuidades, espaciamiento entre discontinuidades, rugosidad de las superficies de las discontinuidades, abertura entre paredes de discontinuidades, relleno en las discontinuidades y caudales de infiltración a través de las discontinuidades.
Los métodos disponibles para tales fines se pueden dividir en métodos remotos de toma de datos y métodos de contacto. Los métodos agrupados en el primer grupo son más modernos y eficientes, pero necesitan de una inversión inicial para comprar o desarrollar la técnica, mientras que los métodos de contacto necesitan mayor cantidad de personal y son más lentos. Ambos métodos necesitan de entrenamiento de personal.

4.8.1. Métodos remotos

Los métodos de obtención de información remotos son aquellos que no necesitan del contacto físico del instrumento de medida y el operador con el macizo rocoso, de esta manera no expone al personal que desempeña las medidas a las amenazas comunes en estos medios. Los métodos remotos son económicos si se requiere gran información a cerca del macizo rocoso, o el nivel de detalle del mismo es tan abundante que haría de un método de medida por contacto una actividad tediosa. Hay ocasiones donde estos métodos no son sólo una alternativa de elección, por ejemplo si la superficie del macizo rocoso es parte de una anomalía magnética, o si ésta es inestable y/o inaccesible.

Método visual con esquemas

Este es el método más primitivo y menos recomendado de todos. Con este método es posible obtener información de las características geométricas de las discontinuidades tales como: orientación, espaciamiento y persistencia de las trazas de discontinuidad; alguna idea de la rugosidad, abertura y filtración de las discontinuidades; y el tamaño de bloques que puedan formar las discontinuidades.
Como el ojo humano no es un instrumento de medida, lo que se observa puede ser representado en forma de esquema en una especie de *plano*, con el fin de obtener una primera idea de las características del macizo rocoso. Sin embargo, lo observado variará según se modifiquen las condiciones visuales del ambiente (*e.g.* intensidad de luz, concentración de polvo, ventilación), y condiciones anímicas y de tiempo del operador que hace la apreciación. Y qué decir ¿cómo modificaría la apreciación si se cambia de operador?
Si bien el método visual no debería prohibirse, éste no tiene que ser el único empleado para el levantamiento del macizo rocoso debido a que es ambiguo e impreciso. Sin embargo, se observaron en obras subterráneas en el continente, que este método es el único empleado para la toma de datos de los elementos del macizo rocoso; y es muy factible que la expli-

cación a esta limitante es la mala planificación presupuestaria anticipada para reforzar la cantidad y calidad del personal destinado para estos trabajos.

Método fotográfico

En este método se emplea en vez del ojo humano, una cámara fotográfica, y lo que se puede observar del macizo rocoso es lo mismo o a veces menos que el caso anterior; sólo que la apreciación es duradera y con la posibilidad a reproducirse las veces que sean necesarias. Para la toma de fotografías se recomienda consultar las recomendaciones de la sección 4.6 del presente capítulo. En las fotografías tomadas para este fin no es posible hacer mediciones, debido a que la imagen mostrada no es un mapa cuando no se emplearon técnicas de fotorestitución.
Un método avanzado derivado de esta técnica es el Método de la Perfilometría de Sombra, que sirve para la descripción más exacta de la orientación y la rugosidad de las discontinuidades [288].

Método fotogramétrico

El método fotogramétrico tiene su principio en los conceptos desarrollados por la fotogrametría terrestre [448]. Este método y las técnicas de foto-análisis dan información acerca de las condiciones del macizo rocoso en la pared expuesta analizada [210, 118]. La técnica fue usada para la descripción de las discontinuidades [173] y el grado de fragmentación del macizo rocoso [288]. Las técnicas de restitución posibilitan el uso de una cámara común, si se siguen una serie de pasos y procedimientos para obtener datos fundamentales para el fin.
Los equipos que se precisan para desempeñar este método son:

- cámara fotográfica cuya distancia focal resultante del objetivo sea conocido y cuya placa sensora de imagen indique el punto central del eje de la lente mediante marcas fiduciales (Figura 4.8);
- base donde se apoya la cámara que permita obtener la orientación horizontal en $360\,^{\circ}$ y el buzamiento en $\pm 90\,^{\circ}$;
- trípode que permita el posicionamiento horizontal de la base;
- equipos de foto-restitución, análisis y procesamiento de datos.

La precisión puede ser aún más si se usa una cámara digital que pasó por un proceso de calibración y donde los datos de este proceso se introdujeron en el algoritmo de restitución. Resultados excelentes y muy precisos se obtuvieron en diferentes macizos rocosos de superficie y subterráneos tras generar a partir del trabajo fotogramétrico modelos digitales tri-dimensionales a escala [175].

La nueva tecnología digital posibilita obtener el resultado en forma mucha más rápida, precisa y económica. El desarrollo de la computación posibilita la detección y el trazo de las discontinuidades a partir de las imágenes digitales y algoritmos de detección y corrección; ellos auxiliados por redes neuronales artificiales [274, 256, 396]. También, se propone una metodología semiautomática para la interpretación del macizo rocoso a partir de fotomapas digitales [355].
La Figura 4.9 muestra la comparación de resultados de las orientaciones de 12 planos de discontinuidad hechas con la técnica fotogramétrica, en un macizo rocoso (macizo rocoso que se muestra también en la Figura 1.2), con medidas de contacto hechas en los mismos puntos con Brújula Clar. Se observa que existe gran proximidad entre las medidas de campo y las estimadas por la fotografía restituida.

Método por medio de rastreadores

Los datos obtenidos por medio de rastreadores posibilitan estimar la orientación espacial y rugosidad de los planos de discontinuidades. Respecto a los anteriores métodos vistos, éste tiene la gran ventaja de capturar en forma rápida los datos en campo y almacenarlos en forma digital, lo cual agiliza el procedimiento de análisis y procesamiento de datos a través de computadores. También posibilita mantener un cierto nivel de precisión en todas las observaciones.

Figura 4.8 Cámara fotográfica simple adaptada sobre una base para desempeñar trabajos de fotogrametría terrestre, un foto-teodolito de baja precisión que posibilita obtener la orientación de la toma fotográfica.

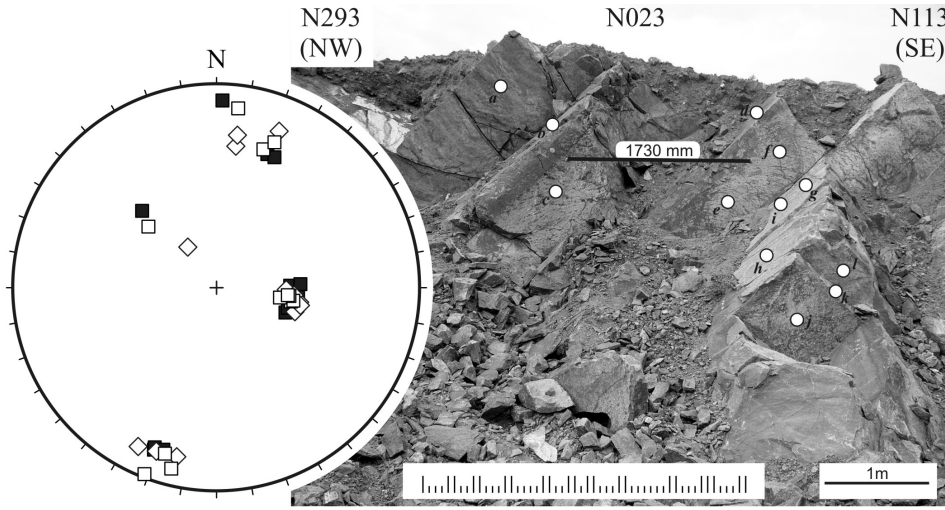


Figura 4.9 Medidas fotogramétricas hechas en un macizo rocoso y su comparación con las mismas hechas con Brújula Clar. (*Cuadrados negros*) medidas por contacto con Brújula; (*cuadrados blancos*) medidas fotogramétricas de tres puntos en el plano; (*rombos blancos*) medidas fotogramétricas una normal al plano en un punto.

Se produjeron varios métodos de rastreo con Laser [160] desde finales de la década de los noventa del siglo pasado y se presentó para el sector de la industria un método mejorado, que exige el uso de un rastreador Laser tridimensional [161]. En esta versión del rastreador se mejoró la velocidad de rastreo (*v.gr.* seis minutos por toma), se obtuvo mayor resolución (*v.gr.* de 3 mm a 5 mm) y mayor campo de observación por escena.
Los datos que proveen estos instrumentos son diferentes a los datos obtenidos con medidas por contacto, y tienen ciertas limitaciones. Por ejemplo, para la estimación de la rugosidad de un plano con los datos a través de estos instrumentos se observó que los datos poseen un alto grado de ruido, situación que incrementa la rugosidad real debido a la existencia de una componente más de variación aleatoria.
Una aplicación interesante en nuestro medio de este instrumento fue hecho en las minas de tajo abierto en Chile [257].

Método por medio de interferometría de moteado

La interferometría de moteado (*speckle interferometry*) es una técnica que consiste en el análisis de patrones de intensidad producidos por la interferencia mutua entre frentes de

onda coherentes que son sujetos a diferencias de fase o fluctuaciones de intensidad. Estos patrones constituyen una valiosa fuente de información para superficies iluminadas.
Esta técnica se usa para obtener información en forma remota de la rugosidad de las superficies de las rocas, con el uso de un haz de rayos Laser como fuente. Además, es posible con este método medir en un sólo punto, deformaciones o desplazamientos en la superficie de una muestra, tanto en la dirección axial (modo *out-plane*) como en la dirección tangencial (modo *in-plane*).
El método por medio de interferometría de moteado se usa para medir la rugosidad de materiales rocosos en las paredes de hoyos de perforación. También se obtuvo una correlación lineal entre la rugosidad obtenida por este método y la porosidad del material rocoso [354].

4.8.2. Métodos por contacto

Los métodos de obtención de información de contacto son aquellos que necesitan de un trato físico del instrumento de medida y el operador con el macizo rocoso, lo cual los hace muy limitados desde el punto de vista productivo y de seguridad. Sin embargo es el método que mayores datos da por punto medido y con los métodos hasta ahora recomendados es posible tener gran parte de la información necesaria para la descripción detallada del macizo rocoso.
Los métodos de toma de información aquí revisados son los básicos recomendados por la ISRM.

Medida de la resistencia a compresión uniaxial del material rocoso

El martillo geológico se usa en esta fase para determinar en primera instancia la resistencia a compresión uniaxial del material rocoso a través de pruebas sencillas de golpes. Para ello, éste tiene que cumplir con los estándares de peso y dimensiones: es decir debe tener una masa de 680 g (24 oz) una cabeza de 190 mm (7 $^1/_2$ inch) de largo y una altura total de 279 mm (11 inch).
Existen dos guías para la identificación de este valor a través de este método, el primero define siete categorías para rocas (Cuadro 4.4), y la otra guía define seis categorías para suelos y seis para rocas (Cuadro 4.5).
El martillo esclerométrico de rebote Schmidt Tipo L y el equipo de ensayo de carga puntual para muestra irregular (*Lump Test*) se usan también como instrumentos para estimar la resistencia a compresión uniaxial del material rocoso. La descripción y el modo de operación de ambos se detallan respectivamente en las secciones 9.3 y 10.5.2 del presente libro.

Cuadro 4.4 Obtención de la resistencia a compresión uniaxial por pruebas de martillo cateador (Guía A).

Resistencia a compresión uniaxal (MPa)	Identificación en campo
$< 1{,}25$	Se desmorona en la mano
1,25 a 5	Se forman láminas delgadas con facilidad en la mano
5 a 12,5	Se forman láminas delgadas con gran presión en la mano
12,5 a 50	Se forman trozos de roca con golpes suaves con el martillo
50 a 100	Se forman trozos de roca con golpes fuertes con el martillo
100 a 200	La roca forma astillas por golpes fuertes con el martillo
> 200	La roca suena a la acción de los golpes de martillo. Presencia de chispas

Cuadro 4.5 Obtención de la resistencia a compresión uniaxial por pruebas de martillo cateador (Guía B).

Resistencia a compresión uniaxial (MPa)	Grado	Término
$< 0{,}025$	S1	Arcilla muy suave
0,025 a 0,05	S2	Arcilla suave
0,05 a 0,10	S3	Arcilla firme
0,10 a 0,25	S4	Arcilla rígida
0,25 a 0,50	S5	Arcilla muy rígida
$> 0{,}50$	S6	Arcilla dura
0,25 a 1	R0	Roca en extremo débil
1 a 5	R1	Roca muy débil
5 a 25	R2	Roca débil
25 a 50	R3	Roca medianamente fuerte
50 a 100	R4	Roca fuerte
100 a 250	R5	Roca muy fuerte
> 250	R6	Roca en extremo fuerte

Medida de la resistencia en las paredes de las discontinuidades

La medida de la resistencia en las paredes de las discontinuidades es equivalente a la medida de la resistencia a comprensión del material rocoso más cercano al contorno de la discontinuidad. Sin embargo, esta resistencia puede ser menor que la del macizo rocoso debido a la meteorización o alteración de las paredes. Si las paredes de la roca están en contacto, la resistencia a la comprensión es un componente importante del esfuerzo cortante de la discontinuidad.

La resistencia de las paredes puede estimarse en campo con el martillo Schmidt, que se aplica sobre la superficie expuesta de la discontinuidad, sobre aquellas paredes representativas del estado de alteración de la discontinuidad.

Medida de la orientación de las discontinuidades

La medida de la orientación espacial de las discontinuidades y de cualquier orientación espacial, es la más importante y la más empleada tarea del ingeniero de macizos rocosos. Si un profesional destinado a hacer la descripción del macizo rocoso no sabe cómo medir una orientación espacial con la técnica e instrumento aquí nombrados, mejor que se abstenga de hacer tal trabajo. Esta habilidad no se aprende con la lectura de uno o varios textos, sino se obtiene de varios intentos de medidas reales con instrumento en mano y el elemento a medir ahí presente.

La orientación de un plano de discontinuidad en el espacio queda definida por su *dirección de buzamiento* (*v.gr.* dirección de la línea de máxima pendiente del plano de discontinuidad respecto al norte, denotada por ζ_{dir}) y por su *buzamiento* (*v.gr.* inclinación hacia abajo de dicha línea, respecto al plano horizontal, denotado por ζ). La dirección de buzamiento se mide siguiendo la dirección de las agujas del reloj desde el Norte, y su valor numérico se representa en grados sexagesimales de $0\,^\circ$ a $360\,^\circ$. Cuando se tiene un plano de discontinuidad horizontal, éste no tiene un valor específico y se asume, por convención en ingeniería, el mismo valor de la dirección del eje de la obra (*e.g.* dirección del eje de un túnel, dirección del eje de una presa, dirección del eje de una vía al que el plano medido pertenece). El buzamiento se mide en grados sexagesimales con valores $0\,^\circ$ (correspondiente a un plano horizontal) a $90\,^\circ$ (correspondiente a un plano vertical). Un plano de discontinuidad con buzamiento vertical puede tener dos ángulos de dirección de buzamiento, que son entre sí complementarios (*v.gr.* $\zeta_{\text{dir1}} = 180^\circ \pm \zeta_{\text{dir2}}$). La Figura 4.10 muestra el proceso de medida de la orientación de la orientación de un plano de discontinuidades.

Figura 4.10 Medida de la orientación de un plano de discontinuidad.

La orientación de un plano de discontinuidad también puede definirse por la orientación de su *rumbo* (*v.gr.* ángulo que forma una línea horizontal trazada sobre el plano de discontinuidad con el norte magnético, medido hacia el Este) y su buzamiento, donde se indica en este caso el sentido del buzamiento (norte, sur, este, oeste). Entre estas dos formas de definir la orientación del plano, la mejor es la primera porque no es ambigüa y puede anotarse sólo por números y no por cadenas alfa numéricas. La dirección de buzamiento y la dirección del rumbo forman entre ellos un ángulo de 90 °, donde el primer ángulo siempre es mayor al segundo, si se asume la regla de la mano derecha y el sentido de medida dextrógiro.

El instrumento de medida

El instrumento que se emplea para la media directa de la dirección de buzamiento y el buzamiento es la ya mencionada brújula Clar, cuyas características generales son las siguientes:

- diámetro del círculo horizontal 50 mm;
- graduación de 360 ° con un intervalo de 1 °, con numeración continua cada 10 ° y con ajuste de declinación magnética de ± 30 °;
- diámetro del círculo vertical igual a 25 mm, con graduaciones cada 5 ° en un rango de 235 ° en sistema de cuadrantes, con numeración cada 20 °;
- la graduación vertical posibilita la medida simultánea de la dirección y el buzamiento del plano;
- las dimensiones del equipo cuando está cerrado son de 73 mm $\times$ 95 mm $\times$ 95 mm.

Ésta es una brújula cuyo cuerpo es común a cualquiera pero incorpora un nivel de burbuja horizontal y una cubierta que está conectada al cuerpo a través de una bisagra graduada, que sirve para registrar la inclinación del plano que se desea medir. El primer valor se mide con la escala circunferencial de la brújula y el buzamiento se mide con el clinómetro lateral del eje de abatimiento de la tapa de la misma. Se recomienda tener, por cada familia de discontinuidad, de 20 a 40 datos como mínimo para poder tener los suficientes datos para hacer un análisis estadístico. Y en total, para todas las familias de discontinuidad presentes, se recomienda tener de 80 a 300 medidas, siendo un valor medio razonable de 150 medidas. La exactitud de las medidas de la orientación con brújula dependerá de varios factores, de los cuales los siguientes sean los más importantes: accesibilidad y rugosidad del plano de interés, anomalías magnéticas ocasionales y errores humanos. Es suficiente para los propósitos del trabajo de investigación de ingeniería que se lean las lecturas angulares de dirección de buzamiento con una precisión de 5 ° y las de buzamiento con una de 2 °.
Las lecturas de orientación hechas con brújulas magnéticas, para cada fecha de lectura, se corrigen por declinación magnética del sitio.
Cuando el macizo rocoso es presenta un campo magnético considerable, por ejemplo macizos con metales diseminados o macizos estabilizados con una gran cantidad de pernos

de anclaje y mallas, se recomienda usar la clinoregla (*clinorule*) o la brújula giróscopa[10] o giro-brújula (*gyro-compass*) [334]. Si bien los valores medidos por estos instrumentos no son influenciados por campos magnéticos, es necesario informar cuál fue el norte tomado como referencia para las medidas (*e.g.* norte real para el caso de la brújula giróscopa; norte real, norte geográfico, norte magnético corregido por declinación magnética o algún *norte* de referencia para el caso de la clinoregla).
La clinoregla consiste de dos brazos conectados por una bisagra que puede girar de 0° a 180° la cual tiene incorporada una escala. En el extremo de uno de los brazos se tiene un nivel de burbuja unidimensional (*v.gr.* uniaxial), que permitirá medir la inclinación. El ángulo de buzamiento se mide manteniendo el brazo que tiene el nivel en posición horizontal, de tal modo que el otro brazo rote alrededor del pivote, dentro del plano vertical, hasta estar paralelo a la línea de máxima pendiente del plano. Con este instrumento, es mejor medir el rumbo del plano (*strike*) en vez de la dirección del buzamiento. Este rumbo se mide relativo a la dirección de alguna línea horizontal conocida, que por lo normal es el eje de la galería donde se hacen las medidas, sin embargo puede ser cualquiera conocida.
Para entender y poder describir el funcionamiento de la brújula giróscopa se necesita dedicar al menos un libro entero sobre el tema [429], que entra más dentro del campo de la dinámica de sistemas mecánicos. Esta brújula es en realidad un giróscopo convencional[11] dotado de un mecanismo, logrado tras sumergir el mismo dentro de un líquido de alta viscosidad (*e.g. fluorolube*), que ejerza una resistencia al libre movimiento del mismo. Esto posibilita que el giróscopo, que en principio tendería a rotar en forma sincrónica con la rotación de la tierra, se oriente en forma constante hacia el sentido de menor trabajo, que llega a ser el norte real de la tierra. La brújula giróscopa es un instrumento mucho más costoso que la clinoregla y cualquiera de las brújulas convencionales, pero es un instrumento maravilloso. Hoy en día se tienen giróscopos no-convencionales de Laser, de masa vibrante y de placa piezoeléctrica, que en realidad son transductores, que permitirán diseñar giro-brújulas de mano.

Notación

La notación que se usa para especificar estos dos valores es de escribir primero la dirección de buzamiento, representado por tres dígitos seguido de un quebrado tendido hacia adelante (`/`), para luego especificar el buzamiento del plano, representado por dos dígitos; por ejemplo: `275/05` y `010/60`. Esta notación se denomina notación *dirección de buzamiento y buzamiento* o también expresada como notación `000/00`. La ISRM [233] recomienda que un plano de discontinuidad deba presentarse en dicha notación y no en otra, por lo que cualquier notación de geología que especifique la orientación del plano con su rumbo y bu-

[10] *brújula giróscopa*: también llamada brújula giroscópica.

[11] El *giróscopo* es en forma simplificada un disco en constante y alta rotación que puede pivotar en los tres ejes ortogonales del espacio (*e.g.* ejes x, y y z).

zamiento tiene que ser transformada, sea cual fuera el tipo de informe. También se observa en muchos libros y programas computacionales una notación de la forma `00/000` lo cual también debería evitarse, para ser estrictos con la recomendación.
Si se emplea una brújula Brunton, estas dos medidas de la orientación del plano no son directas, por lo que es necesario medir el rumbo del plano seguido de su dirección en dos pasos y luego transformar por operaciones numéricas estos dos valores a la notación de `000/00`. Los errores de medida (*v.gr.* errores aleatorios y sistemáticos) a los que uno incurre con la brújula Clar son menores a los que uno comete con la brújula Brunton, sólo por el hecho de posar el instrumento de medida una sola vez sobre el plano.

Forma de Medir

La primera forma de medir las orientaciones de los planos de discontinuidad en el macizo rocoso es a través del uso de una línea de rastreo. Por tanto se necesita un cinta métrica de mínimo de 3 m de longitud, con divisiones en milímetros, y la brújula Clar. El procedimiento a seguir es el siguiente:

- elegir una superficie de afloramiento o una pared excavada y medir la orientación espacial de la misma, asumiendo que la superficie forma un plano;
- definir una línea de rastreo;
- la línea de rastreo tiene que tener planos de discontinuidades suficientes como para luego hacer un análisis estadístico (*e.g.* $\approx>$ 150 medidas);
- medir con la brújula Clar la orientación de la línea de rastreo $\mathbf{n_s}$;
- con una apreciación de mínima de 5 $^\circ$ y con la brújula Clar, medir la orientación de cada plano de discontinuidad j, expresarla según la notación `000/00` y luego convertir a la expresión vectorial del vector unitario de su polo ($\mathbf{n_{uj}}$).

En principio, en forma visual es difícil diferenciar el número y orientación media de cada familia; sin embargo, procure tener una cierta idea de cuáles pueden ser éstos durante la toma de datos. Con un posterior análisis con los datos tomados, se definen las familias (i) presentes en el conjunto de lecturas, y la orientación media y dispersión de cada una.

Representación gráfica

La mejor forma de presentar los datos de la orientación de las discontinuidades es por medio de una gráfica mediante el uso de las reglas y técnicas de la proyección estereográfica del hemisferio sur de una esfera en un plano horizontal localizado en el centro de la misma.
En este tipo de representación, un plano puede representarse por medio de una curva que es la proyección angular ó areal de la traza del plano con la superficie del hemisferio sur (superficie de una esfera unitaria). Si es así, es aconsejable usar una malla ecuatorial. También el plano se puede representar por un punto, que es la proyección angular ó areal de la traza

de una línea perpendicular al plano en el centro del hemisferio, que apunta hacia abajo con la esfera unitaria, llamado *polo de un plano* o *polo*. En este caso, se aconseja emplear una malla polar.
Una descripción más detallada del uso de este sistema de representación se encuentra en diferentes libros de mecánica de rocas [189, 343] y en libros que dedican en íntegro al tema [342, 276].

Ejercicio 4.1. En un pozo de exploración de sección cuadrada de 1,5 m de ancho se realizó una campaña de medidas de la orientación de los planos de discontinuidad que fueron cortados por una línea de rastreo, la cual fue instalada en el plano expuesto (*v.gr.* afloramiento) éste con una orientación de 180/00. La línea de rastreo (con una orientación de 090/65) cortó en total nueve planos cuyas orientaciones, ya corregidas por declinación magnética, se muestran en el Cuadro 4.1. Se solicita transformar los valores de la orientación de esos planos de discontinuidades a orientaciones de sus respectivos polos.

Plano	Orientación	Plano	Orientación	Plano	Orientación
8	348/55	102	025/80	277	290/74
20	304/72	126	358/55	291	188/50
59	358/77	238	042/09	402	240/39

Solución 4.1. Los polos obtenidos del cálculo son:

Plano	Orientación	Plano	Orientación	Plano	Orientación
8	168/35	102	205/10	277	110/16
20	124/18	126	178/35	291	008/40
59	178/13	238	222/81	402	060/51

□

Análisis estadístico de los polos

La orientación espacial de cualquier plano es una variable vectorial de tres elementos, tal como se reconoce cuando se representa éste por el vector de su polo; por tanto el tratamiento estadístico no es univariado sino multivariado. Los principios de la estadística direccional se usan para analizar los datos de las orientaciones tomados. El objetivo principal es de obtener cuál es la orientación más probable de una serie de medidas, y cómo éstas están dispersas entorno a aquel valor más probable.

Diferenciación por familias

A partir de los resultados del análisis estadístico de los polos de orientación, es posible diferenciar y agrupar en forma visual algunas tendencias de orientaciones, que se las agrupa en *familias de discontinuidades*. Este procedimiento visual fue el único usado en el pasado ante la ausencia o poca disponibilidad de programas y algoritmos computacionales. Aunque este procedimiento visual no es recomendado como única y absoluta herramienta para definir las familias de discontinuidades, porque es ambigua y dependiente de cada intérprete, éste puede ser útil para una primera información. Se aconseja recurrir a herramientas estadísticas de agrupación de datos (*clustering*) para confirmar o sintonizar la apreciación visual.
También es importante mencionar, que sin bien es de práctica común dentro de la geotecnia diferenciar las familias de discontinuidades a partir de sólo su orientación preferencial, esta diferenciación puede ser auxiliada con la descripción más exhaustiva de la morfología de las superficies, por medio de técnicas de fractografía e incluso edad (*v.gr.* datación de discontinuidades); tal como lo hacen en la ingeniería petrolera. La datación de las discontinuidades no da el tiempo absoluto y se basa en *relaciones de corte*, donde admite que una familia de discontinuidades corta en forma sistemática a otra familia que es o no más joven.

Corrección por sesgo

Luego de haber llegado a un consenso de las familias más representativas del macizo rocoso, es aconsejable hacer la *corrección de la frecuencia por sesgo* por cada línea de rastreo y para cada familia de discontinuidades.
En este caso, la frecuencia f_{ij} de la orientación de cada discontinuidad j que cae en una misma dirección para cada familia i (expresada por su vector polo $\mathbf{n_u}_{ij}$) que intercepta la línea de rastreo (expresada por su vector polo $\mathbf{n_s}$) tiene que corregirse por sesgo mediante las expresiones siguientes:

$$f_{\mathrm{c}ij} = w_{\mathrm{n}ij} f_{ij}, \tag{4.2a}$$

$$w_{\mathrm{n}ij} = \frac{w_{ij} N_{\mathrm{u}i}}{b_i}, \tag{4.2b}$$

$$b_i = \sum_{j=1}^{N_{\mathrm{u}i}} w_{ij}, \tag{4.2c}$$

$$w_{ij} = \frac{1}{\cos \delta_{ij}}, \tag{4.2d}$$

$$\cos \delta_{ij} = \frac{\mathbf{n_u}_{ij} \cdot \mathbf{n_s}}{n_{\mathrm{u}ij} n_{\mathrm{s}}}; \tag{4.2e}$$

donde $w_{\mathrm{n}ij}$ es el factor de ponderación o de corrección normalizado para cada frecuencia de la discontinuidad j perteneciente a cada familia i, $N_{\mathrm{u}i}$ es el número de discontinuidades medidas para cada familia i, w_{ij} es el factor de ponderación no-normalizado de cada discontinuidad j, y δ_{ij} es el ángulo entre el vector del polo de cada discontinuidad j ($\mathbf{n_u}_{ij}$) y el vector de la línea de rastreo ($\mathbf{n_s}$).
El sesgo se produce debido a que algunas discontinuidades (que son sub-paralelas al plano expuesto medido) tienen menor posibilidad de ser interceptadas por la línea de rastreo interpuesta; por esta razón, la frecuencia que se reporta sin la mencionada corrección estaría influenciada por la orientación de la línea de rastreo.
Sin embargo, en este método de corrección existe una situación desfavorable cuando la línea de rastreo es perpendicular a la dirección del plano de la discontinuidad, debido a que el ángulo δ_{ij} será igual a 90 °y por tanto el valor de w_{ij} de la Ecuación 4.2d tenderá a un valor muy grande (*e.g.* > 50 para $89°$), creando una falsa concentración de puntos para ese plano. Por esta razón se limita al valor de $w_{\mathrm{n}ij}$ a un valor máximo de 25.
También se aconseja orientar la línea de rastreo lo más paralela posible a la media de las normales de los planos ó de las discontinuidades; y se tiene que hacer por lo menos tres líneas de rastreo de iguales longitudes orientadas en forma ortogonal entre ellas. Esto minimizará el error por sesgo hasta tal punto que algunos autores manifiestan que si se logra hacer las tres líneas de rastreo ortogonales entre sí, ya no es necesario hacer la corrección de arriba, porque existe un efecto de compensación entre los datos obtenidos [342].

Ejercicio 4.2. A partir de los datos de la campaña de medidas del ejercicio 4.1 se solicita corregir por sesgo los valores de las frecuencias de la orientación de esos planos de discontinuidades medidos.

Plano	Orientación	Plano	Orientación	Plano	Orientación
8	348/55	102	025/80	277	290/74
20	304/72	126	358/55	291	188/50
59	358/77	238	042/09	402	240/39

Solución 4.2. Se asume un sistema coordenado donde los ejes `y` y `z` pertenecen al plano expuesto, siendo el primero horizontal hacia el Este y el segundo vertical hacia el Nadir; y el eje `x` perpendicular al plano hacia el Norte. El vector $\mathbf{n_s}$ de la línea de rastreo será por consiguiente igual a:

$$\mathbf{n_s} = \begin{pmatrix} 0{,}00 \\ 0{,}43 \\ 0{,}90 \end{pmatrix}$$

Como no se diferenció ninguna familia, se asume todos los planos en el cálculo, y se omite el contador de familias i. El número de medidas se mantiene, por consiguiente, $N_{\mathrm{u}} = 9$.

Al transformar las orientaciones expresadas en el formato `000/00` a vectores unitarios en el sistema adoptado, se tiene las equivalencias que se muestra en el Cuadro 4.2, donde la última columna verifica que son vectores unitarios.

Plano	Orientación	j	Vector	λ_x	λ_y	λ_z	Norma
8	348/55	1	$\mathbf{n_{u1}}$	−0,801	0,171	0,574	1
20	304/72	2	$\mathbf{n_{u2}}$	-0,528	0,791	0,309	1
59	358/77	3	$\mathbf{n_{u3}}$	-0,976	0,029	0,218	1
102	025/80	4	$\mathbf{n_{u4}}$	-0,892	-0,418	0,171	1
126	358/55	5	$\mathbf{n_{u5}}$	-0,822	0,028	0,569	1
238	042/09	6	$\mathbf{n_{u6}}$	-0,110	-0,098	0,989	1
277	290/74	7	$\mathbf{n_{u7}}$	-0,329	0,903	0,276	1
291	188/50	8	$\mathbf{n_{u8}}$	0,757	0,104	0,645	1
402	240/39	9	$\mathbf{n_{u9}}$	0,314	0,546	0,777	1

Para cada plano se calcula el $\cos\delta_j$ según la Ecuación 4.2e y w_j con la Ecuación 4.2d, lo que posibilita obtener b_i al sumar éstos últimos (Ecuación 4.2c). Con estos valores, ya se tiene todos los elementos para calcular $w_{\mathrm{n}\,j}$ que es el factor que multiplicará a la frecuencia de cada dirección. □

Para obtener la orientación promedio representativa del polo de la familia de discontinuidades i ($\hat{\mathbf{u}}_i$) se encuentra el vector unitario de la resultante de los polos de las discontinuidades pertenecientes a la familia de discontinuidades i (denotada la resultante por $\mathbf{n_{r}}_i$). Esto implica multiplicar todos los vectores unitarios iniciales $\mathbf{n_{u}}_{ij}$ por $w_{\mathrm{n}\,ij}$ para obtener los vectores corregidos $\mathbf{n_{c}}_{ij}$, es decir

$$\mathbf{n_{c}}_{ij} = w_{\mathrm{n}\,ij}\,\mathbf{n_{u}}_{ij}. \tag{4.3}$$

Estos vectores no son unitarios y no se tienen que convertir a tales.
La resultante de los polos de las discontinuidades pertenecientes a la familia de discontinuidades i se obtiene de sumar todos estos vectores corregidos

$$\mathbf{n_{r}}_i = \sum_{j=1}^{N_{\mathrm{u}\,i}} \mathbf{n_{c}}_{ij}; \tag{4.4}$$

y sólo cuando ya se tiene esta resultante se convierte a unitario para obtener el vector unitario que expresa la orientación promedio corregida; es decir

$$\hat{\mathbf{u}}_i = \frac{\mathbf{n_{r}}_i}{|\mathbf{n_{r}}_i|}. \tag{4.5}$$

Otras formas de medir la orientación

La orientación de los planos de discontinuidad se puede también estimar a partir de tres diagrafías de perforaciones cercanas entre sí donde en cada una se puedan observar las intersecciones de los planos. Sin embargo, no todas las discontinuidades son diferenciables en los tres hoyos de perforación, y aquellas que son menos persistentes pueden no observarse en todos ellos.
La orientación de discontinuidades de menor persistencia se puede estimar con una sola diagrafía de perforación, siempre y cuando se conozca la orientación del eje de la perforación y la pared de la perforación esté también orientada. En ciertas ocasiones, la pared se puede orientar basados en las características estructurales del mismo macizo rocoso, tales como estratificación o foliación, si éstos tienen orientación constante. En la mayoría de las veces se conoce la orientación de la pared del hoyo, sólo si durante la perforación el barreno de extracción de muestras tiene los medios para dar dicha información (*v.gr.* requiere de barriles de extracción de muestras especiales), o si durante la inspección de las paredes (por medio de técnicas televisivas ópticas, por ejemplo) se obtiene tal orientación.

Medida del número de discontinuidades

El número de discontinuidades medidas para cada familia i ($N_{\mathrm{u}i}$) se corrige por sesgo al número de discontinuidades probable ($N_{\mathrm{c}i}$). Para el caso de una línea de rastreo el número de discontinuidades probable se calcula mediante la Ecuaciones 4.6, donde $\delta_{\mathrm{r}i}$ es el ángulo entre el vector resultante de los polos de las discontinuidades pertenecientes a la familia de discontinuidades i ($\mathbf{n}_{\mathbf{r}i}$) [Ec. 4.4] y el vector de la línea de rastreo ($\mathbf{n}_{\mathbf{s}}$).

$$N_{\mathrm{c}i} = \frac{N_{\mathrm{u}i}}{\sin \delta_{\mathrm{r}i}} \tag{4.6a}$$

$$\sin \delta_{\mathrm{r}i} = \frac{|\mathbf{n}_{\mathbf{r}i} \times \mathbf{n}_{\mathbf{s}}|}{n_{\mathrm{r}i}\, n_{\mathrm{s}}} \tag{4.6b}$$

La frecuencia de discontinuidades unidimensional corregida ($\lambda_i^{'}$) de la familia i, para el caso de la línea de rastreo es igual a la relación del número de trazas corregido sobre la longitud de la línea de rastreo (L_{sl}) (Ecuación 4.7).

$$\lambda_i^{'} = \frac{N_{\mathrm{c}i}}{L_{\mathrm{sl}}} \tag{4.7}$$

Para el caso de una circunferencia de rastreo de radio r el error por sesgo se anula, por lo tanto el número total de discontinuidades que cortan la circunferencia de rastreo $N_{\mathrm{u}i}$ es el valor corregido $N_{\mathrm{c}i}$.

La expresión para estimar la frecuencia de discontinuidades por cada familia ($\lambda_i^{'}$) se obtiene según la Ecuación 4.8 [294].

$$\lambda_i^{'} = \frac{N_{\mathrm{u}\,i}}{4\,r} \tag{4.8}$$

Ejercicio 4.3. En la campaña de medidas del ejercicio 4.1 se observó que la línea de rastreo cortó nueve discontinuidades. Corregir este número por sesgo y calcular la frecuencia de discontinuidades corregida ($\lambda^{'}$) para el macizo rocoso, cuando se sabe que la longitud de la línea de rastreo (L_{sl}) es de 2,82 m.

Solución 4.3. Con el mismo sistema coordenado asumido en el anterior ejercicio se tiene que el vector resultante $\mathbf{n_r}$ de los vectores unitarios de las direcciones de los nueve planos es igual a:

$$\mathbf{n_r} = \begin{pmatrix} -3{,}39 \\ 2{,}06 \\ 4{,}53 \end{pmatrix}$$

con una norma de n_{r} igual a 6,02.
Por tanto, si se divide el valor $\sin\delta_{\mathrm{r}}$ al valor de $N_{\mathrm{u}} = 9$ (Ecuación 4.6a) se obtiene el valor del número de discontinuidades corregido N_{c}. El valor $\sin\delta_{\mathrm{r}}$ se obtiene tras hallar la norma unitaria del producto vectorial $\mathbf{n_r} \times \mathbf{n_s}$, donde $\mathbf{n_s}$ se conoce del anterior ejercicio; que para este caso, es igual a 0,563. Por tanto, el número de discontinuidades que cortaría una línea de rastreo de dirección perpendicular al plano medio de las discontinuidades medidas sería de $\approx$16.
Conocido este valor, el cálculo para obtener la frecuencia de discontinuidades es directo según la Ecuación 4.7, que da un valor de 5,7 m^{-1} (*v.gr.* en la dirección perpendicular al plano medio de las discontinuidades medidas se encontrarán alrededor de 6 discontinuidades por metro lineal). □

Medida del espaciamiento entre discontinuidades

El espaciamiento entre discontinuidades es la distancia media, modal o más probable entre dos planos de discontinuidades adyacentes de una misma familia (*v.gr.* distancia de una línea que cruza perpendicular o cercanamente perpendicular dos discontinuidades adyacentes).
Para medir el espaciamiento se necesita un cinta métrica de mínimo de 3 m de longitud, con divisiones en milímetros, y la brújula Clar. El procedimiento a seguir es el siguiente, para cada familia de discontinuidades *i*:

- elegir una superficie de afloramiento o una pared excavada y medir la orientación espacial de la misma después de asumir que la superficie forma un plano;

- definir una línea de rastreo, donde se colocará en forma paralela la cinta métrica, de tal forma que las trazas de la familia de discontinuidades a ser medidas sean lo más perpendiculares a ella;
- la línea de rastreo no tiene que tener una longitud menor de 3 m ni mayor que diez veces el espaciamiento estimado;
- medir con la brújula Clar la dirección espacial de la línea de rastreo y expresarla según el vector $\mathbf{n_s}$;
- medir la distancia entre las trazas de discontinuidad de la familia adyacentes entre sí (s_{ji}), donde todas se miden y se registran (*v.gr.* no omitir ninguna traza de discontinuidad, pero si omitir aquellas que se crearon por daño de la voladura);
- con una apreciación mínima de 5 ° y con la brújula Clar, medir la orientación de cada plano de discontinuidad j, cuya traza fue escogida para medir el espaciamiento, expresando cada una según el vector ($\mathbf{n_u}_{ij}$).

El espaciamiento promedio de una familia de discontinuidad medida por este procedimiento ($s_{\mathrm{c}i}$) se calcula con la siguiente expresión (Ecuación 4.9), donde $s_{\mathrm{u}i}$ es el espaciamiento promedio medido sobre el eje de la línea de rastreo para cada familia i y $\delta_{\mathrm{r}i}$ es el ángulo calculado según la Ecuación 4.6b.

$$s_{\mathrm{c}i} = s_{\mathrm{u}i} \sin \delta_{\mathrm{r}i} \tag{4.9}$$

El espaciamiento promedio ($s_{\mathrm{u}i}$) se calcula según la Ecuación 4.10, donde $N_{\mathrm{u}i}$ es el número de discontinuidades medidas para cada familia i, y s_{ji} es el valor numérico del espaciamiento entre dos discontinuidades adyacentes (j es el contador de las trazas de discontinuidad de la familia i):

$$s_{\mathrm{u}i} = \frac{\sum_{j=1}^{N_{\mathrm{u}i}-1} s_{ji}}{N_{\mathrm{u}i} - 1} \tag{4.10}$$

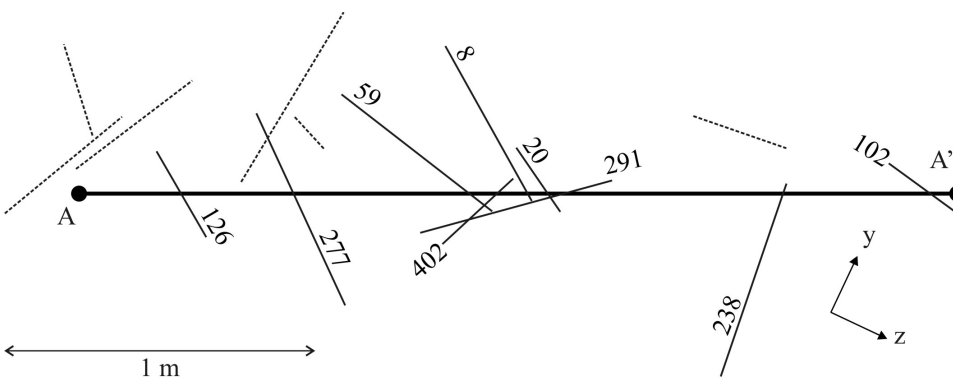
Tomar conciencia que las discontinuidades en cualquier familia no son lo suficiente paralelas como para tener una varianza nula del espaciamiento promedio $s_{\mathrm{u}i}$. La Ecuación 4.10 asume una distribución de probabilidad tipo Normal del espaciamiento y que ésta es independiente de la orientación. Sin embargo esto no es así, el espaciamiento puede tener una distribución de probabilidades distinta de la Normal y éste está relacionado con la orientación de las discontinuidades involucradas. Si se tienen las suficientes medidas se aconseja hacer un análisis estadístico a partir de la construcción de histogramas, ésto con el fin de determinar el modelo de distribución de probabilidades más apropiado para el espaciamiento.

El espaciamiento más probable ($s_{\mathrm{c}i}$) puede representar la dimensión promedio del tamaño de bloques de roca, en la dirección perpendicular a la familia de discontinuidad i, si se verifica total persistencia de las discontinuidades.

El espaciamiento más probable se determina también a partir del análisis de los registros de perforaciones (*borehole logs*) y a partir de diagrafías con técnicas visuales; tales como

la diagrafía de video digital, tele-pantalla acústica y tele-pantalla óptica. En este caso, se asume que la línea de rastreo coincide con el eje del hoyo de perforación.
Cuando las condiciones del macizo rocoso expuesto limita la medida del espaciamiento por esta técnica de contacto directo y ninguna de las técnicas de registro de hoyo están disponibles, se puede estimar el espaciamiento global de todas las familias de discontinuidades dentro del macizo rocoso a partir de los resultados de medidas de refracción sísmica, que da una idea a una escala de espaciamiento encima de los 20 m.

Ejercicio 4.4. En la campaña de medidas del ejercicio 4.1 sobre la misma línea de rastreo se midió el espaciamiento entre las trazas de los planos de discontinuidad observados. La figura de abajo muestra cómo ellas están ubicadas de izquierda a derecha y de arriba a abajo según la línea de rastreo, con trazo delgado continuo. La imagen fue rotada de modo de mostrar la línea de rastreo en dirección y con trazo segmentado muestra aquellas trazas que no toman parte de los cálculos. El Cuadro 4.4 muestra las distancias medidas entre las trazas que entran en el cálculo.
¿Cuál es el espaciamiento promedio corregido (s_c) de las nueve discontinuidades que son cortadas por la línea de rastreo? También calcular la frecuencia de discontinuidades corregida (λ') para el macizo rocoso tras conocer s_c.



Puntos	s_j en cm	Puntos	s_j en cm	Puntos	s_j en cm
De 126 a 277	36,1	De 402 a 8	21,5	De 291 a 238	6,5
De 277 a 59	193,2	De 8 a 20	30,3	De 238 a 102	122,7
De 59 a 402	91,8	De 20 a 291	18,7		

Solución 4.4. Con la Ecuación 4.10 se obtiene el espaciamiento promedio s_u con los ocho datos s_j. El resultado da un valor igual a 57,9 cm. Con el valor $\sin\delta_r$ obtenido en el Ejercicio 4.3 se corrige el espaciamiento s_u, para obtener el valor buscado (*v.gr.* $s_c = 32{,}6$ cm) (Ecuación 4.9).
La frecuencia de discontinuidades corregida (λ') sería la inversa de s_c que da igual a $\approx 3\,\mathrm{m}^{-1}$. Observe que es un valor muy diferente del valor encontrado en el Ejercicio 4.3.
□

Medida de la persistencia de la traza de discontinuidades

La persistencia de la traza de una discontinuidad se mide a partir de las curvas de rastreo (*v.gr.* línea o polilínea de rastreo) o ventanas de rastreo (*e.g.* rectángulo o circunferencia de rastreo). También existe errores sistemáticos (*v.gr.* sesgo) para estimar el valor probable de la persistencia de las discontinuidades a través de la medida de su traza, debido a que ciertas trazas no son muy largas para interceptar las curvas de rastreo o son muy largas que sobrepasan la ventana de exploración.

Línea de rastreo

Para el caso simple de la línea de rastreo se precisa de una cinta métrica de al menos 10 m y la brújula Clar. El procedimiento a seguir es el siguiente, donde se puede hacer la diferenciación para cada familia de discontinuidades con el subnidice *i*:

- elija una superficie de afloramiento o una pared excavada y mida la orientación espacial de la misma después de asumir que la superficie es un plano;
- defina una línea de rastreo donde se colocará en forma paralela la cinta métrica, de tal forma que las trazas de la familia de discontinuidades a ser medidas sean lo más perpendiculares a ella (la línea de rastreo no debe tener una longitud menor de 3 m ni mayor que diez veces el espaciamiento estimado, para el caso particular donde se desea determinar la persistencia de la traza de discontinuidades se aconseja ubicar la línea de rastreo lo más bajo posible de la pared excavada);
- mida con la brújula Clar la orientación espacial de la línea de rastreo y exprésela con el vector $\mathbf{n_s}$;
- a una cierta distancia hacia arriba y paralela a la línea de rastreo, defina otra línea que será denominada *línea de censura*;
- mida la distancia entre ésta y la línea de rastreo paralela a la orientación media de las trazas (c_{ik});
- entre los límites que forma la línea inferior del afloramiento o pared excavada y la línea de censura, reconozca toda traza que corte a la línea de rastreo, y diferencie si en ésta se

observan sus dos terminaciones (traza tipo `2`), una (traza tipo `1`) o ninguna (traza tipo `0`) de ellas;
- mida las longitudes de cada traza de discontinuidad arriba y abajo de la línea de rastreo, con la diferenciación hecha con anterioridad.

Contar cuántas trazas tipo `0` se obtuvieron y almacenarlas en la variable N_0, lo propio haga con las trazas tipo `1` y tipo `2` para obtener respectivamente las variables N_1 y N_2. Relacionar para cada una de estas anteriores variables la longitud total de su correspondientes tipos de trazas. A partir de esta relación diferenciada (*v.gr.* longitud total de persistencia y número total de trazas de discontinuidad tipos `0`, `1` y `2`) uno puede inferir con criterio heurístico cuál es la tendencia de la persistencia de discontinuidades de cada familia del macizo rocoso.
Para el caso de las medidas con la línea de rastreo, dada una línea de censura k y una familia i, según expresiones analíticas planteadas por Priest & Hudson [344] que asume que la traza de persistencia se acerca a una distribución de probabilidades exponencial negativa, la *longitud promedio de la traza de persistencia de una discontinuidad* (μ_{ik}) está dada según la Ecuación 4.11, donde $N_{\mathrm{t}ik}$ es la suma de N_{0ik}, N_{1ik} y N_{2ik}.

$$\mu_{ik} = -\frac{c_{ik}}{\lg \frac{N_{\mathrm{t}ik} - N_{1ik}}{N_{\mathrm{t}ik}}} \tag{4.11}$$

Este valor variará según varíe el valor numérico de la línea de censura; por tanto, por cada línea de rastreo posicionada se puede hacer varias medidas de μ_{ik} con distintos c_{ik} y se escoge el rango más probable.

Ejercicio 4.5. En la campaña de medidas del ejercicio 4.1 se mantuvo la misma posición de la línea de rastreo; sin embargo, paralela a ésta y hacia arriba–derecha se trazó una línea de censura a una distancia de $c_1 = 12\,\mathrm{cm}$, con el objeto de estimar la traza de persistencia media de las discontinuidades. La Figura 4.11 muestra las trazas de los planos de discontinuidad que cortan ambas líneas (*v.gr.* línea de rastreo y línea de censura).
Cuente cuántas trazas tipo `0`, tipo `1` y tipo `2` se tiene en ese arreglo, y calcule la longitud promedio de la traza de discontinuidad (μ_1).
¿Qué valor de μ_2 se obtendría si la línea de censura se ubica sólo a 8 cm más arriba–derecha de la línea de rastreo?

Solución 4.5. Para el primer caso (*v.gr.* línea de censura a 12 cm) se observa que ninguna discontinuidad tiene los extremos de sus trazas dentro de las dos líneas (*v.gr.* $N_0 = 0$), doce trazas tienen un extremo observable y el otro no (*v.gr.* $N_1 = 12$) y tres con trazas que se extienden más allá de ambas líneas (*v.gr.* $N_2 = 3$). El total de discontinuidades que intervienen en la observación son $N_{\mathrm{t}} = 15$. Con la Ecuación 4.11 se calculó que la longitud promedio de la traza de discontinuidad (μ_1) es igual a 0,17 m (Ver la figura de abajo).
Para el caso donde la línea de censura está a sólo 8 cm de la línea de rastreo, se obtuvo $N_0 = 0$, $N_1 = 4$, $N_2 = 6$ y $N_{\mathrm{t}} = 10$, y $\mu_2 = 0{,}36\,\mathrm{m}$. Para otra distancia c_k el valor de μ_k será también distinto porque estas estimaciones son probabilistas.
El código MATLAB® para estos dos cálculos sería:

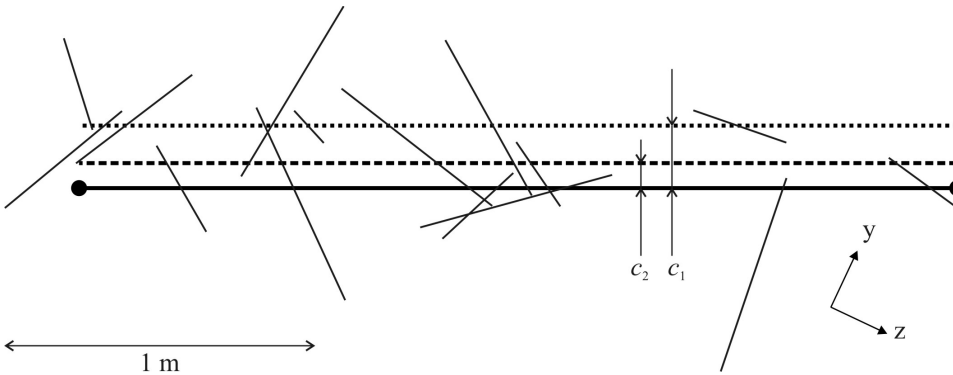
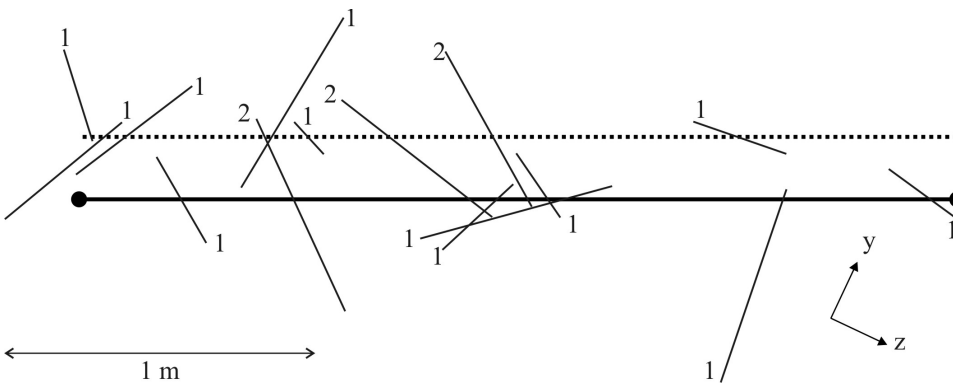


Figura 4.11 Trazas que cortan la línea de rastreo




```
% When the censure-line is at 0.12 m paralell to the scan line %
c1 =0.12; N0 =0; N1 =12; N2 =3; Nt =N0 +N1 +N2;
mu1 =-c1 /( log10((Nt-N1)/Nt) );
% When the censure-line is at 0.08 m paralell to the scan line %
c2 =0.08; N0 =0; N1 =4; N2 =6; Nt =N0 +N1 +N2;
mu2 =-c2 /( log10((Nt-N1)/Nt) );
```

□

Ventanas de rastreo

También se planteó expresiones particulares para estimar la longitud promedio de la traza de discontinuidad para las medidas en rectángulos de rastreo (*v.gr.* ventana de exploración

tipo `b` según lo descrito en la sección 4.7.5) y en círculos de rastreo (Sección 4.7.4). Para el uso de las expresiones mencionadas, estas ventanas tiene que ser verticales.
Similar al caso de la línea de rastreo, por cada familia i es necesario clasificar y contar por separado el número de trazas cuyos ambos extremos están dentro de la ventana (N_{0i}), donde uno de sus extremos están dentro de la ventana y el otro de los extremos están fuera de la misma (N_{1i}) y donde ambos extremos están fuera de la ventana, pero que cortan la misma (N_{2i}).
Luego, μ_i se calcula para el primer caso según la Ecuación 4.12 [322], donde w y h son los valores numéricos del ancho y la altura de la ventana, donde δ_{wi} es el ángulo (aquel que arroje el ángulo más agudo) entre el vector resultante de los polos de las discontinuidades pertenecientes a la familia de discontinuidades i ($\mathbf{n_r}_i$) y el vector de la línea paralela al ancho de la ventana ($\mathbf{n_w}$).

$$\mu_i = \frac{w\,h\,(N_{ti} + N_{0i} - N_{2i})}{(w\cos\delta_{wi} + h\sin\delta_{wi})\,(N_{ti} - N_{0i} + N_{2i})} \tag{4.12}$$

Para el segundo caso, la expresión para hallar μ_i es según la Ecuación 4.13, donde r es el radio de la circunferencia de rastreo [293, 462].

$$\mu_i = \frac{\pi\,(N_{ti} + N_{0i} - N_{2i})}{N_{ti} - N_{0i} + N_{2i}}\,r \tag{4.13}$$

La traza de persistencia promedio de la traza de una discontinuidad puede ser de magnitudes microscópicas o llegar a extenderse por varios de metros. Se aconseja tomar en cuenta como máximo sólo aquellas trazas de longitud mayor a 10 mm. Por otro lado, se reportaron trazas promedio de discontinuidad de cientos de metros, sin embargo las magnitudes que interesan en la descripción de contacto están enmarcadas en el orden de los metros.

Medida de la rugosidad de las superficies de las discontinuidades

La *rugosidad* se refiere a las características morfológicas que presenta la superficie del plano de una discontinuidad, la cual contribuye a disminuir o aumentar la resistencia al esfuerzo cortante. La medida de la rugosidad tiene como principal finalidad la posterior evaluación de la resistencia al corte y dilatancia de los planos en el estado no-desplazado e interconectado (*e.g.* juntas sin relleno). En forma general, la resistencia al corte de un plano de discontinuidad aumenta con su rugosidad y decrece con el aumento de su abertura o espesor de relleno.
La medida en campo por contacto puede realizarse por al menos cuatro métodos:

- método del perfilómetro lineal;
- método del plato–brújula;
- método del mini-perfilómetro lineal;
- método de impresión.

Los dos primeros métodos mencionados son procedimientos sugeridos por la ISRM [233] para la descripción cuantitativa de la rugosidad decimétrica a métrica de discontinuidades del macizo rocoso. Éstos métodos necesitan de instrumentos con una apreciación al milímetro. Los dos últimos métodos se usan para la descripción de las mismas a pequeñas escalas, rugosidad centimétrica, que requieren una apreciación de 0,1 mm.
Las superficies de planos de discontinuidad con buena exposición para hacer estas medidas son muy escasas, por lo que si se encuentra alguna y su acceso es fácil y seguro, su detallada caracterización es casi obligatoria. Si alguna superficie pertenece a un plano de discontinuidad crítico, aquel que formará en conjunto con otros planos un bloque potencial a presentar movimiento (*v.gr.* bloque cinemático), es inaccesible; su descripción detallada también es casi ineludible, por lo que se deberá usar alguno de los métodos remotos descritos con anterioridad.
En forma general la medida de la rugosidad se puede ejecutar también a varias escalas se observación. En estudios geomorfológicos para identificar el grado de erosión de una formación, se midieron superficies rugosas de afloramientos a una escala *gigascópica* (*v.gr.* superficies mayores a 100 m^2 con diferencias de alturas del orden de los centímetros). Para el estudio de la calidad de las rocas ornamentales ya trabajadas, la rugosidad se estudia a una escala microscópica (*v.gr.* superficies del orden de los 1 cm^2 con diferencias de alturas del orden de las micras) donde se pueden usar los perfilógrafos de *micro rugosidad* usados en la disciplina de mecánica de materiales. Para el caso de aplicación en ingeniería, la rugosidad varía entre estas dos anteriores, que entran dentro del rango de escalas: mega, macro y mesoscópica.

Método del perfilómetro lineal

El presente método es aplicable para el levantamiento de líneas de perfil en las escalas macro y megascópicas. Si la dirección potencial de deslizamiento es conocida, el método del perfilómetro lineal es el recomendado, debido a que con éste se concentran las medidas a sólo una dirección potencial de deslizamiento.
En un desplazamiento de cuña plana, la dirección a medir la rugosidad es paralela a esta inclinación y dirección de la línea de máxima pendiente del plano de discontinuidad. En casos donde intervienen estructuras sobre el plano de discontinuidad de la roca, la dirección potencial puede ser estimada de acuerdo con la dirección de acción de la fuerza resultante de la estructura. Por ejemplo, en el empotramiento de una presa de arco la dirección del deslizamiento potencial tendrá una marcada componente horizontal.
Si se desconoce la dirección del desplazamiento potencial, y ésta es de importancia, pueden levantarse varias líneas paralelas a una dirección de referencia, espaciadas en mínimo 10 cm, de modo de obtener una representación pseudo-tridimensional.
Para el caso de un levantamiento del perfil de rugosidad macro y megascópico, los equipos y herramientas necesarios para aplicar el método son:

- regla plegable de 2 m de longitud graduada en milímetros;
- escuadra graduada en milímetros;
- pita de pesca de al menos 10 m de longitud con marcas pintadas a intervalos de 1 m (*e.g.* de color rojo) e intervalos de 10 cm (*e.g.* color azul);
- brújula Clar;
- bloques de madera (11 unidades) y yeso.

El procedimiento que se recomienda es el siguiente:

- elegir un plano de discontinuidad;
- definir la dirección y sentido a extraer el perfil, que además tenga al menos 1 m de longitud;
- medir la orientación espacial del plano de discontinuidad;
- instalar los bloques de madera sobre la superficie de la discontinuidad en un intervalo de 1 m, y con el yeso variar las posibles alturas de los bloques de modo que al apoyar la regla (o al tensar la pita de pesca) sobre ellos, ésta quede paralela a la superficie de la discontinuidad;
- medir la orientación espacial de cada línea que se forma entre dos bloques adyacentes con la brújula Clar;
- elegir el intervalo de medida perpendicular a la línea longitudinal por cada metro de avance (*e.g.* un intervalo constante de 2 cm por cada metro o 2 % la longitud total de la línea que se levanta);
- con la escuadra, hacer la lectura de la distancia perpendicular a la línea longitudinal en cada punto elegido por el intervalo. Si entre dos puntos de medida se tiene una rasgo topográfico extremo (*e.g.* un*valle* o una *colina*) puede optar en medir las coordenadas longitudinal y perpendicular de esa característica para afinar la resolución del perfil; sin embargo, el tiempo de medida total puede incrementar al doble del que se haría si sólo se mide aquellas distancias determinadas por el intervalo de medida. Cualquier lectura debe redondearse al milímetro entero.

Se recomienda hacer mejoras de diseño al equipo base. Por ejemplo, para la medida de la distancia perpendicular al eje longitudinal se puede adaptar un puntero de modo de mejorar el posicionamiento sobre la superficie rugosa de la roca. Otras mejoras radican en la automatización de la toma de lecturas, donde el puntero es un distanciómetro conectado a un equipo de adquisición de datos.
Los datos tomados en campo son distancias en la dirección longitudinal al perfil desde un punto tomado como origen de referencia (*e.g.* medidas paralelas a un eje `x` adoptado, con el origen en el punto inicial del perfil) con sus respectivas distancias perpendiculares (*e.g.* paralelas a un eje `y`). Crear el perfil de la rugosidad luego de unir los puntos de las medidas en la dirección de la toma de datos, donde la escala perpendicular esté escalada 10 veces la escala longitudinal y donde se señale debajo de cada uno de éstos la orientación espacial.
Luego, obtener la *envolvente de los ángulos de rugosidad* en función a la variación de la longitud base. El *ángulo de rugosidad* es el ángulo respecto el eje longitudinal del perfil de

una línea secante al perfil entre dos puntos adyacentes espaciados a lo largo de su longitud en un valor numérico igual a la longitud base escogida. Este ángulo es positivo si apunta hacia arriba en el sentido positivo del perfil, y negativo si apunta hacia abajo. La *longitud base* es cualquier distancia mayor o igual al mínimo intervalo longitudinal medido.
La envolvente de los ángulos de rugosidad se obtiene de la siguiente forma:

- dividir todo el perfil de rugosidad en partes iguales con la mínima longitud base;
- en cada intervalo obtener la secante y calcular el ángulo de rugosidad;
- relacionar por medio de un punto en una gráfica la longitud base, en el eje de abscisas, con el ángulo de rugosidad medido en el eje de ordenadas;
- repetir el procedimiento para mayores valores de línea base.

Al final de la rutina, se tendrá una gráfica con una serie de puntos, donde se podrá definir la envolvente positiva y negativa de la rugosidad.
A partir de la envolvente de los ángulos de rugosidad se puede estimar la curva de ángulo de dilatancia *vs.* desplazamiento de corte, así como la curva esfuerzo cortante *vs.* desplazamiento de corte teórica, según el método de Fecker & Rengers [159].

Método del plato–brújula

Este método es indicado cuando se quiere caracterizar una rugosidad según varias direcciones y poder identificar alguna anisotropía direccional de ésta [159]. El método requiere el siguiente equipo: 1) una brújula tipo Clar , 2) cuatro platos circulares de metal liviano (*e.g.* aluminio) de diferentes diámetros estándares (Cuadro 4.6) con un soporte que en adición le proporcione un apoyo a la brújula para su medida (Figura 4.12).
El procedimiento es como sigue:

- elegid la superficie a medir;
- haced el registro fotográfico de la rugosidad medida, aunque muchos de los detalles no se percibirán por la pequeña proporción vertical de la rugosidad respecto a la extensión del plano de discontinuidad;
- colocad sobre la superficie de la discontinuidad el plato más grande (*v.gr.* aquel que tiene el diámetro igual a 400 mm), o aquel que sea por lo menos diez veces más pequeño al del área del plano expuesto, y registrar la orientación del mismo con la brújula Clar;
- haced las medidas en diferentes posiciones aleatorias del plato sobre el mismo plano de discontinuidad, en por lo menos las cantidades que se especifican en el Cuadro 4.6;
- cambiad al siguiente plato más pequeño y repetir el procedimiento hasta terminar la serie de platos.

Los platos más pequeños darán valores dispersos grandes y representan al ángulos de rugosidad mayores a aquellos obtenidos con platos más grandes, éstos últimos que a la vez son menos dispersos. Obtener al rededor de 250 datos de orientaciones por cada plano de discontinuidad representan por lo menos una hora de trabajo.

Cuadro 4.6 Dimensiones y mínimas medidas de platos circulares para el método de plato–brújula.

Plato	Diámetro en mm	Clasificación del ángulo de la rugosidad	Mínimo número de medidas
1	400	Gran escala	25
2	200	Mediana escala superior	50
3	100	Mediana escala inferior	75
4	50	Pequeña escala	100

Las medidas de las orientaciones hechas por cada plato se representan en proyección estereográfica equirea en el hemisferio sur según sus polos, diferenciándolas unas de otras.

Figura 4.12 Medida de la rugosidad con método del disco y brújula. **a** Relación de proporciones dimensionales entre los platos circulares; **b** Forma de tomar un medida con el plato de 400 mm.

Si se han hecho las suficientes medidas por cada plato, en la representación gráfica, cada nube de puntos de los polos pertenecientes a las lecturas de un mismo plato tenderá a formar un contorno cerrado. Por facilidad de cálculos, ajustar cada contorno a una elipse. El resultado final que se obtiene son contornos cerrados casi concéntricos, donde el contorno más pequeño pertenece al plato de mayor diámetro y el contorno más grande al de menor diámetro.
Dada una dirección de desplazamiento escogida para análisis (*e.g.* la dirección de donde actuará la fuerza resultante de una fundación sobre el plano de discontinuidad), obtener la envolvente de los ángulos de rugosidad. Este se logra en el diagrama estereográfico con el trazado de una recta en la dirección escogida, a partir del polo que indica la inclinación promedio del plano de discontinuidad (polo P_0 igual al vector resultante unitario de todas las inclinaciones medidas) donde se hicieron las medidas. La intersección de esta línea con cada uno de los contornos definirá un punto, que con el polo P_0, representará un ángulo, éste será el ángulo de rugosidad para el plato cuyo contorno pertenece. El diámetro de plato será la línea base buscada, donde se tendrá por consiguiente el par de valores que posibilita trazar la envolvente de los ángulos de rugosidad buscada.
Del mismo modo que para el caso del perfilómetro lineal, esta envolvente permitirá estimar la curva de ángulo de dilatancia *vs.* desplazamiento de corte, así como la curva esfuerzo cortante *vs.* desplazamiento de corte teórica.

Método del meso-perfilómetro lineal

Este método es similar al expuesto para el caso de la medida de la rugosidad macro y megascópica ya comentada, mas lo que lo diferencia es sin duda la escala de medida, que en este caso sería una escala mesoscópica.
El instrumento de medida que se usa para la medida de la rugosidad a esta escala es el *perfilómetro simple de contorno* (*contour gauge*)[12], el cual es portátil y liviano que puede variar entre 7 cm hasta 30 cm de longitud. Por ejemplo, el instrumento de 30 cm de longitud posee 30 barras de 1 mm de lado y posibilita medir una profundidad máxima del perfil de 40 mm (Figura 4.13).
Similares equipos fueron diseñados para superficies rocosas con fines de ingeniería, por ejemplo consulte la referencia [143] para aplicar un instrumento muy versátil para el uso en campo.

[12] Perfilómetro de contorno: también llamado perfilómetro de carpintero (*contour hand tool gauge*), perfilómetro de forma (*profile shape gauge*) o también llamado en ingeniería de rocas *cepillo de Barton*.

Método de impresión

El método de impresión consiste en extraer una copia negativa de la rugosidad de un plano de discontinuidad tras colocar una pasta fina de rápido curado. Este método también entraría en la escala de observación mesoscópica. Él es usado en otras disciplinas, como la paleontología o ciencias forenses (*e.g.* para extraer impresiones de huellas). En el caso del estudio de la rugosidad de un plano de discontinuidad el método es útil porque posibilita duplicar la superficie de la roca muchas veces para hacer modelos y obtener información en varias direcciones mediante medidas más exactas (*e.g.* perfilógrafo a laser de laboratorio) y/o ensayos de laboratorio (*e.g.* corte directo).

Medida de la abertura o separación entre paredes de discontinuidades

La abertura es la distancia perpendicular entre las paredes adyacentes de una discontinuidad cuando no existe relleno. Es de vital importancia conocer el grado de abertura de una discontinuidad, o el grado en que se han separado las paredes de la misma [83].
La medida de la abertura se realiza por lo general con las siguientes herramientas:

- regla graduada en milímetros;
- comparador graduado logarítmico (Figura 4.14).

También se pueden usar herramientas que son requeridas en mecánica, por ejemplo: cuando una abertura está entre 0.4 mm y 6 mm se emplea un *calibre de abertura* y cuando está comprendida entre 6 mm y 20 mm se emplea un *paralelo ajustable*.

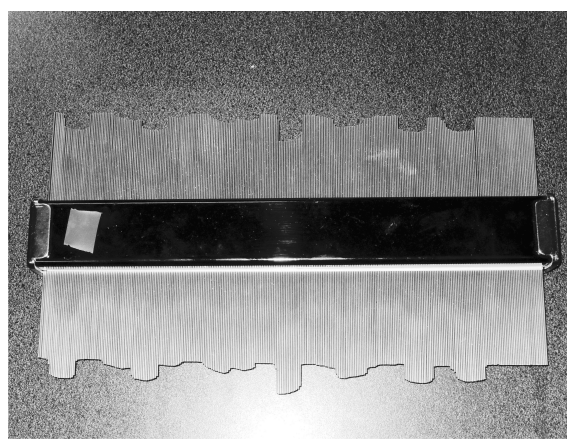


Figura 4.13 Perfilómetro de contorno usado para medidas de rugosidad de la roca.

Medida de la resistencia no-drenada del relleno en las discontinuidades

En los rellenos de discontinuidades arcillosos se emplean penetrmetros de bolsillo y micromolinetes para medir la resistencia no drenada del material. Esto es posible sólo si el espesor de la abertura de la discontinuidad que contiene el relleno posibilita la inserción de la punta de ensayo con cierta holgura. La Figura 4.15 muestra los equipos empleados para este fin, que son los mismos empleados para los ensayos de suelos.

Medida de caudales de filtración a través de las discontinuidades

Medir el causal de filtración de un fluido a través de una red de discontinuidades es una tarea difícil por el concepto mismo de caudal. De ser así, debería conocerse de antemano la red de discontinuidades y las secciones transversales de los canales por donde el fluido pasa, y medir de algún modo sus velocidades. Este principio, por lo complicado deja de ser útil.

Si se tiene una filtración aislada en una discontinuidad observable, es posible medir el caudal de filtración por medio del *método gravimétrico*, que consiste en llenar un recipiente o cubeta de agua hasta conseguir un incremento de masa determinado en un determinado tiempo. Por lo general se usa un recipiente portátil que cuando logre llenarse sea todavía posible su manejo, por lo que se limita a recipientes alrededor de $0{,}02\,\mathrm{m}^3$ de volumen y para caudales menores a $2 \times 10^{-3}\,\mathrm{m}^3\,\mathrm{s}^{-1}$.

Sin embargo, conocer el caudal de discontinuidades aisladas no da idea alguna del caudal de filtración a través de una red de discontinuidades en el macizo rocoso. Es más útil estudiar y conocer la presión del fluido a la que se encuentra en una discontinuidad, por eso en muchas obras se aisla la discontinuidad y se instalan presiometros.

Para medir los caudales de filtración del macizo rocoso se debería aislar un volumen dado del mismo y en todo su contorno determinar qué cantidad de fluido entra al volumen

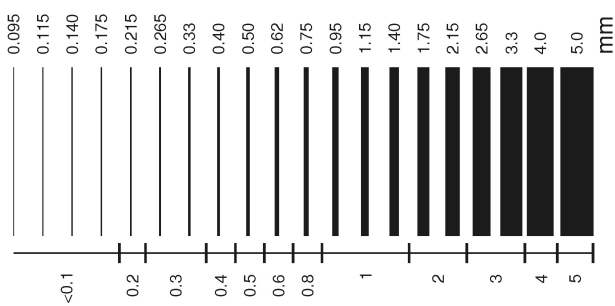


Figura 4.14 Comparador graduado logarítmico (no está a escala, Adaptado de [319]).

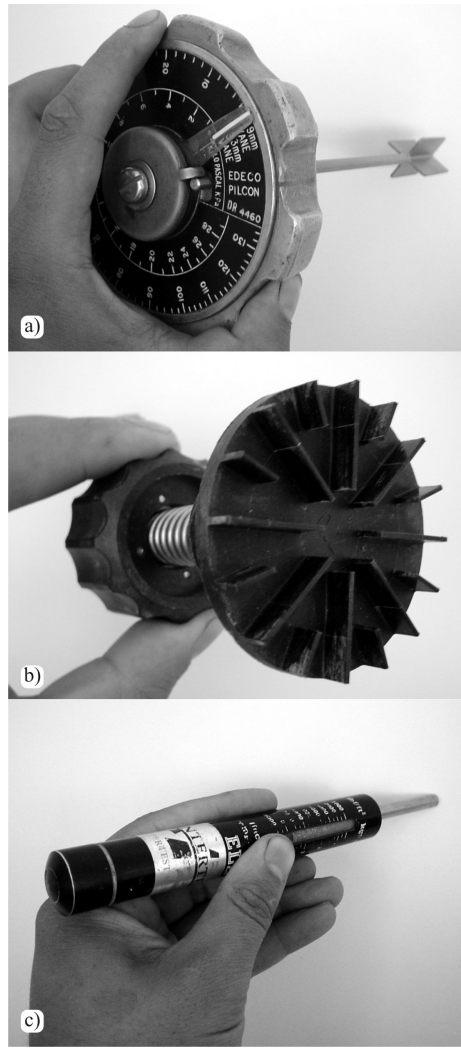


Figura 4.15 Equipos para ensayos de rellenos de discontinuidades. **a** Veleta de mano; **b** micromolinete; **c** penetrómetro de bolsillo.

aislado, qué cantidad del mismo sale y qué cantidad es retenido dentro del mismo. Pero, aislar un macizo rocoso es muy difícil, por lo se recurre a hipótesis simplistas con base al conocimiento de la geología del sitio que se estudia.
El caso más simple sería de un macizo rocoso muy diaclasado rodeado de rocas impermeables excepto por la superficie del terreno. En esta situación hipotética el aporte del fluido sólo sería a través del contorno superior. Si se excava un túnel de un extremo al otro del macizo, justo en la interfase inferior entre macizo diaclasado y macizo impermeable de nuestro sistema hipotético, el caudal que entra al macizo diaclasado sería igual los caudales de salida por los portales del túnel más el caudal retenido. Si se conociera el volumen de las aberturas de las discontinuidades se tendría una idea promedio del flujo a través de las discontinuidades. Además, si se asume flujo vertical en el macizo, el caudal por metro lineal de túnel sería equivalente al caudal promedio por sección vertical del macizo diaclasado. Por estas razones, las medidas de caudales dentro del macizo rocoso se hace con referencia a la superficie de la abertura (*e.g.* de nuestro túnel hipotético en este ejemplo).
Para medir el caudal de fluido en un túnel o galería, conformar el piso con una pendiente longitudinal y transversal de modo que sea posible colectar el fluido en canales. En estos canales, cada cierta distancia longitudinal de túnel o galería, se debe instalar vertederos hidráulicos de pared delgada como sistemas de medida. El caudal medido por estos vertederos da por consiguiente una idea cuantitativa relativa de la cantidad de agua que puede circular por las redes de discontinuidades.

Obtención de información adicional que no es una medida

Hasta aquí se vieron métodos de obtención de información que son procedimientos de medida que dan el valor numérico de alguna variable que de por sí ya muestran alguna característica del macizo rocoso, o que a partir de aquellos se estiman otras propiedades importantes para caracterizar el mismo. Sin embargo, ya que se logró entrar en contacto directo con el macizo rocoso, que a veces no es tarea fácil, aproveche para obtener información adicional al menos de tipo cuanlitativa.
La información cualitativa adicional que uno puede recolectar depende de la habilidad y conocimiento de la persona que hace el levantamiento, del nivel de detalle que se desea obtener y el objetivo de la campaña de toma de datos.

4.8.3. Topografía como apoyo a la toma de datos

Se dedica otra vez una sección de este capítulo para hablar del importante rol de la disciplina de la topografía. En este caso se quiere resaltar que aparte de hacer los levantamientos topográficos del terreno descritos en la Sección 4.4, la topografía apoya toda campaña de

levantamiento y toma de datos del macizo rocoso, tanto para los métodos por contacto como para los métodos remotos.
Entonces imagine ¿De qué sirve hacer un trabajo exhaustivo y completo de descripción en una ventana de exploración si al presentar los resultados no se tiene la localización precisa de donde se encuentra dicha ventana?, o ¿De qué serviría presentar una imagen tridimensional del macizo rocoso hecha por un rastreador de alta precisión cuando se desconocen el punto exacto y la altura donde el instrumento fue posicionado para hacer el trabajo?
Pareciera innecesario resaltar algo tan obvio, pero en realidad se observó en casi todas las obras de la región, donde se necesitó hacer la descripción del macizo rocoso, la ausencia de un equipo de topografía en el sitio y momento indicado. Esto ocurre por las siguientes razones:

- el equipo de topografía está destinado a otros trabajos dentro del proyecto en otros sitios y con otros objetivos;
- no se contempla necesaria la presencia de un equipo de topografía exclusivo para el equipo de descripción de ingeniería geológica, porque la intensidad de toma de puntos topográficos en esta tarea no es tan alto ni tan frecuente como en los comunes levantamientos topográficos;
- en el caso que si existiera uno, el personal de topografía no está entrenado para la toma de datos topográficos con fines de descripción del macizo rocoso.

En realidad, lo que necesita el equipo que hace la descripción del macizo rocoso es que uno o más de sus miembros conozca las técnicas topográficas, sepa operar los instrumentos y tengan sus propios equipos; pues son ellos los únicos que saben qué lugares, en qué momento y con qué frecuencia se van a levantar los puntos, las líneas, polilíneas o planos que les interesa; y cómo los relacionarán con la información del macizo rocoso.
Los elementos dentro del trabajo de levantamiento del macizo rocoso que se unen a las poligonales topográficas del proyecto son: las líneas, polilíneas y circunferencias de rastreo y las ventanas de exploración. Asimismo, se tiene que medir con las técnicas de topográficas la posición y orientación espacial de cada instrumento que ayuda a la descripción del macizo rocoso.
Se levantan también con topografía otros elementos aislados del macizo rocoso, en el caso que se haga la descripción por medio de métodos de contacto. Por ejemplo algún gran plano de discontinuidad (cuya orientación espacial puede ser conocida tras obtener las coordenadas de tres o más de sus puntos), o un dique irregular expuesto en un afloramiento.
Métodos topográficos aplicados para la descripción del macizo rocoso se encuentran muy poco en la literatura. Por ejemplo, se propusieron dos métodos topográficos distintos con el uso de la estación total para levantar las características geométricas de las discontinuidades, uno para trazas de discontinuidades en taludes de rocas inaccesibles [100] y el otro para cualquier condición de macizo rocoso [160]. Se espera que en el futuro se tenga un libro que narre las experiencias de la topografía aplicadas al levantamiento de macizos rocosos.

Actividades

4.1. Un pozo de exploración de sección cuadrada de 1,5 m de lado fue excavado con el objeto de describir el macizo rocoso de una futura obra subterránea. El plano expuesto escogido para hacer las primeras tareas de levantamiento de propiedades del macizo rocoso tiene una orientación de 180/00. Las medidas de las orientaciones de los planos de discontinuidad expuestos en los últimos 5 m se muestran en el siguiente cuadro y la posición espacial de sus trazas se muestra en la siguiente figura.

Plano	Orientación	Plano	Orientación	Plano	Orientación	Plano	Orientación
5	111/74	126	358/55	239	271/48	348	252/74
7	031/35	127	313/60	248	059/51	349	185/81
8	347/54	134	160/84	252	318/38	365	069/85
20	303/72	140	102/74	253	010/49	367	250/66
25	111/74	143	022/79	255	147/80	368	351/05
33	111/74	154	247/56	265	256/23	379	320/23
40	024/30	165	040/70	277	290/74	380	348/43
41	215/66	177	221/60	280	355/38	387	252/74
52	129/52	181	191/77	281	143/29	392	229/50
59	358/77	183	005/11	282	091/17	398	013/68
61	308/68	185	351/77	290	337/73	402	240/39
67	101/67	197	183/88	291	187/49	414	154/80
72	111/74	210	247/84	293	228/72	425	120/78
76	111/74	212	331/22	301	351/53	427	079/46
83	258/69	218	155/38	305	038/53	437	079/69
102	025/80	226	163/40	317	252/74	238	271/48
120	144/70	236	000/52	331	327/57		

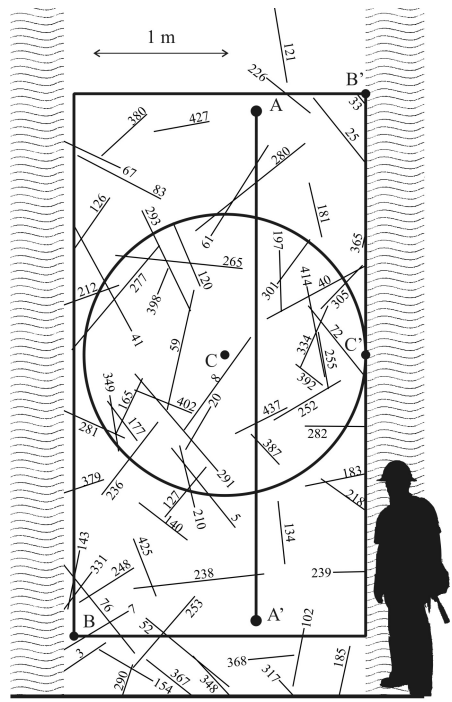
Se solicita:

- representar las orientaciones de los planos de las discontinuidades por medio de sus polos en el diagrama estereográfico equiárea del hemisferio sur;
- definir en forma visual si existen familias diferenciables de discontinuidades;
- con la línea de rastreo $\overline{AA'}$ de la figura (si existen familias de discontinuidades diferenciables, haced las estimaciones para cada familia):
  - corregir las orientaciones por sesgo con los planos cortados por ella;
  - estimar el espaciamiento medio corregido de esas discontinuidades;
  - estimar la longitud de traza promedio para líneas de censura de 0,25 m y 0,50 m.
- Con el círculo de rastreo de centro en C y radio $\overline{CC'}$ de la figura:
  - corregir las orientaciones por sesgo con los planos cortados por él;
  - estimar el espaciamiento medio corregido de esas discontinuidades;

- estimar la longitud de traza promedio.

- Con la ventana de rastreo de borde inferior–izquierdo en B y borde superior–derecho en B′ de la figura:
  - corregir las orientaciones por sesgo con los planos dentro de ella;
  - estimar el espaciamiento medio corregido de esas discontinuidades;
  - estimar la longitud de traza promedio.

- Construir un cuadro comparativo de los valores obtenidos por las tres anteriores herramientas.

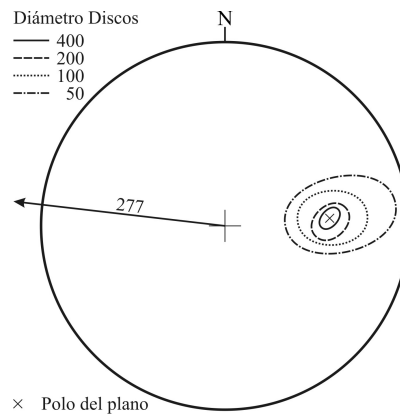


4.2. En un plano de discontinuidad expuesto después del deslizamiento de un talud se hicieron medidas del perfil de rugosidad en un línea de dirección 288/36. La longitud total del perfil fue de 0,22 m, y se midió la distancia perpendicular a un intervalo de longitud de 0,01 m con una precisión de 1×10^{-4} m. El siguiente cuadro muestra las distancias verticales para cada punto medido respecto la línea media del perfil.

x en m	*y* en mm	*x* en m	*y* en mm	*x* en m	*y* en mm	*x* en m	*y* en mm
0	3,5	0,06	-4,5	0,12	-1,5	0,18	1,5
0,01	1,5	0,07	-4,5	0,13	2,5	0,19	-0,5
0,02	0,5	0,08	-1,5	0,14	4,5	0,2	-0,5
0,03	-1,5	0,09	-1,5	0,15	4,5	0,21	-1,5
0,04	-1,5	0,1	-0,5	0,16	4,5	0,22	-3,5
0,05	-2,5	0,11	-1,5	0,17	3,5		

Se pide encontrar la envolvente positiva de la rugosidad del perfil medido a partir de líneas base de 1, 1,5, 3 y 6 veces el intervalo de medida.

4.3. En un plano de discontinuidad expuesto después del deslizamiento de un talud se hicieron medidas del perfil de rugosidad según el método del plato–brújula. La siguiente figura muestra las contornos ajustados de los polos de los planos de cada uno de los cuatro platos usados (i.e. platos de diámetros de 400 mm, 200 mm, 100 mm y 50 mm).



Se pide encontrar la envolvente positiva y negativa de la rugosidad del perfil medido a partir de esa gráfica para la dirección del deslizamiento de 277° azimut Norte.

Capítulo 5
Prospección no Destructiva

Resumen Paralelo al trabajo de ingeniería en el macizo rocoso por los métodos básicos descritos en el anterior capítulo, se emplean métodos auxiliares como los métodos de prospección no destructiva o no-invasiva. Éstos son empleados como una alternativa de primera mano para conocer el estado del macizo rocoso debajo de la superficie sin la necesidad de penetrar al mismo. Resultan además en una alternativa de bajo costo donde abarca mayores extensiones y volúmenes, pero menor exactitud y mayor incertidumbre, si se compara con el trabajo de prospección destructiva. La prospección no destructiva, se usa en todas las fases de un proyecto, sea: planificación, diseño, construcción u operación, porque siempre complementa la información pre-existente. Por tal razón se dedica este quinto capítulo para hablar en forma sucinta sobre el tema.

5.1. La geofísica de exploración

La *geofísica* estudia la sub-superficie a través de los conocimientos y métodos de la física. La *geofísica de exploración* estudia la aplicación de los conocimientos geofísicos a trabajos de exploración y reconocimiento de materiales geológicos. La prospección no destructiva está ligada a la geofísica de exploración.
Los sondeos geofísicos se clasifican según la propiedad física que se emplean para la diferenciación del medio analizado. Por lo tanto, se tienen sondeos gravitacionales, magnéticos, sísmicos, sondeos de resistividad, sondeos de polarización inducida, electromagnéticos, de radiactividad y geotérmicos, entre otros posibles. La elección de uno o varios métodos depende del contraste de las propiedades entre la estructura objetivo (i.e. el medio objeto de estudio) y los alrededores, profundidad del objetivo, y el espesor y la naturaleza de la sobrecapa (*overburden*).

También pueden clasificarse en *métodos geofísicos sismo-acústicos* (e.g. refracción y reflexión sísmica, diagrafía acústica) y *métodos geofísicos de campos potenciales* (e.g. resistividad eléctrica, electromagnética, gravitacional).
Las principales ventajas de los métodos geofísicos son el costo y el tiempo que se invierte en ejecutarlos respecto al volumen de información. Sin embargo, se tiene deficiencias respecto la resolución de información. La Figura 5.1 muestra la relación que existe entre la razón del volumen conocido por la exploración con aquel volumen que se desea conocer, con la resolución de información de algunos ensayos geofísicos, comparados con los mismos valores de una exploración por perforación con obtención de muestras.
En general, el costo de los sondeos geofísicos es mucho menor al costo de las perforaciones; y el tiempo y la energía para realizarlos es menor. Debido a estos factores, estos métodos se usan con más frecuencia dentro de las investigaciones geotécnicas preliminares que ayudarán a optimizar la programación de la prospección destructiva y minimizarán la cobertura de estudio.
El Cuadro 5.1 presenta los diferentes métodos geofísicos y su aplicación dentro del campo de la ingeniería de rocas.
Debido a la naturaleza no destructiva, se emplean las técnicas de la geofísica de exploración en las investigaciones geológicas para estudiar la conformación estratigráfica geológica, por ejemplo; en la minería para detectar y cuantificar los yacimientos, en la hidrogeología para la identificación de acuíferos, y en los estudios de medio ambiente para identificar y cuantificar zonas contaminadas. Estas mismas técnicas geofísicas, son cada vez más empleadas dentro del campo de la ingeniería civil, más específico en mecánica del macizo rocoso para identificar la roca base y diferenciar los estratos de roca y/o suelo a profundidades razas hasta la centena de metros. Desde el punto de vista de las geofísica de exploración es

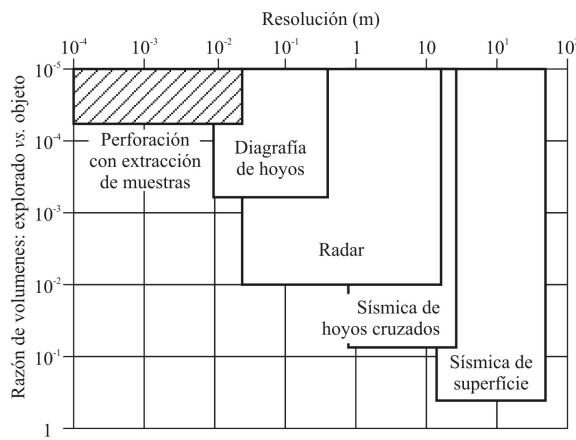


Figura 5.1 Relación entre la razón del volumen conocido *vs.* volumen que se desea conocer con la resolución de información de algunos ensayos geofísicos [349].

Cuadro 5.1 Métodos geofísicos y su aplicación.

Técnica	Área de aplicación				
	Profundidad y constitución de la roca base	Resistencia mecánica del macizo rocoso	Densidad de discontinuidades	Localización de cavidades	Detección de venas metálicas
Gravedad	ap	na	na	ap	na
Magnético	ap	na	na	ap	ap
De potencial	na	na	ap	na	al
Resistividad	ap	na	ap	ap	al
Polarización inducida	ap	na	ap	ap	al
Electromagnético	al	na	ap	al	ap
Radar del subsuelo	ap	al	ap	ap	al
Radiactividad	na	na	al	na	na
Refracción sísmica	ap	ap	al	al	na
Reflexión sísmica	ap	ap	al	al	na

ap: aplicable, al : aplicación limitada, na: no aplicable

conveniente considerar al macizo rocoso como un medio continuo, homogéneo e isotrópico respecto la propiedad física que se estudia (e.g. si se estudia la propagación de ondas a través del macizo rocoso se asume un medio continuo, homogéneo, isotrópico y además linealmente elástico). También las diferentes metodologías son usadas para la evaluación de sondeos para fundaciones, localización del nivel de agua y detección de estructuras civiles de infraestructura, hasta alrededor de 100 m (i.e. una profundidad *superficial*).

La prospección no destructiva se divide en este capítulo en aquellas actividades de prospecciones geofísicas de superficie y profundas. La prospección geofísica de superficie es aquella que emplea las técnicas geofísicas con los instrumentos de medida y demás equipos instalados en la superficie del terreno, mientras que la prospección geofísica de profundidad emplea está técnica con los instrumentos instalados dentro del macizo estudiado; ambas con el objetivo de ver las condiciones del macizo en profundidad. La profundidad de alcance para obtener información de ambas técnicas puede ser somera o profunda, donde la última se aplica más para estudios de geología regional.

Los resultados de la aplicación de la geofísica de exploración posibilitan diferenciar el medio estudiado por *unidades geofísicas*, que requieren de un respaldo y conocimiento de las condiciones y tipo de los materiales del medio estudiado, para que estas unidades se correlacionen y den una interpretación geológica adecuada a las propiedades que se desea estudiar. Sólo con la información de correlación es posible tener soluciones no ambiguas, caso contrario se consigue únicamente una serie de hipótesis acerca de las condiciones del medio. La información de correlación se consigue por medio de otras técnicas de exploración, algunas veces con la información de otros métodos geofísicos, pero es mejor con información obtenida de perforaciones (i.e. métodos destructivos).

5.2. Prospección geofísica de superfície

La prospección geofísica de superficie, también llamada geofísica de terreno (i.e. *land geophysics*), es de gran utilidad para estimar la presencia y extensión de diferentes materiales geológicos y estructuras geológicas a partir de procedimientos hechos en la superficie del terreno. Este tipo de prospección mostró eficiencia para la diferenciación de aquellos elementos estructurales que tienden a estar orientados casi en posición horizontal y cuando se opera desde una superficie de terreno también cercana a la horizontal; y conlleva ciertas dificultades operacionales, de interpretación y precisión cuando se ensaya desde superficies de terreno muy inclinadas o cuando los elementos explorados tienen una orientación cercana a la vertical.
Una descripción de los métodos y procedimientos de la prospección geofísica de superficie se tiene en el método sugerido por la ISRM elaborado por la Comisión de Métodos de Ensayo [416]. A continuación se describirán sólo los más comunes métodos.

5.2.1. Refracción sísmica

La sísmica de refracción, se basa en la medición y análisis de la energía que retorna a la superficie del terreno tras sufrir refracción en las estructuras geológicas de distintas propiedades de propagación de ondas (i.e. inducir de forma artificial un micro-sismo donde la fuente y energía es conocida). La onda inducida se produce por la energía liberada, desde un golpe de martillo de 8 kg, caídas de lastres de mayores masas (e.g. 50 kg), disparo de proyectiles dentro del terreno hasta una explosión inducida (e.g. cargas de ≈0,5 kg de dinamita entre 1 m a 2 m de profundidad). Luego, esta onda se propagada, se refleja o se refracta en el medio. La onda de retorno, es recibida y registrada por distintos geófonos ubicados a lo largo de una línea con un espaciamiento constante (se pueden usar de 12 a 24 geófonos de 4 Hz a 10 Hz de frecuencia natural). Las características de cada señal de onda que llega a cada geófono son almacenadas y visualizadas por un equipo denominado sismógrafo. Respecto a la onda inducida para este ensayo esta puede ser de tipo compresiva (onda P) y cortante de superficie o mixta, según los objetivos de la exploración.
Con esta información se determina el tiempo de transmisión de las ondas. La información dada por cada receptor de la onda (i.e. geófono) posibilita generar su propia dromocrona. Las *dromocronas*[1] son gráficas que relacionan el tiempo de llegada de las primeras ondas con la distancia de recorrido de la onda. De las dromocronas es posible estimar las velocidades del medio a través de la pendiente y ordenada en el origen. Conocidas las velocidades se estima la distancia de recorrido, que están relacionadas con los espesores de los distintos materiales atravesados. La Figura 5.2 presenta la dromocrona conformada por la lectura de

[1] *Dromocrona* tiene su origen del griego: *dromos* que significa competencia y *cronos* que significa tiempo.

12 geófonos (separados cada 5 m) para cinco inducciones de onda compresiva vertical (i.e. golpes de martillo A y B en el extremo inicial de la línea de ensayo, golpe C en el centro y golpes D y E en el otro extremo).

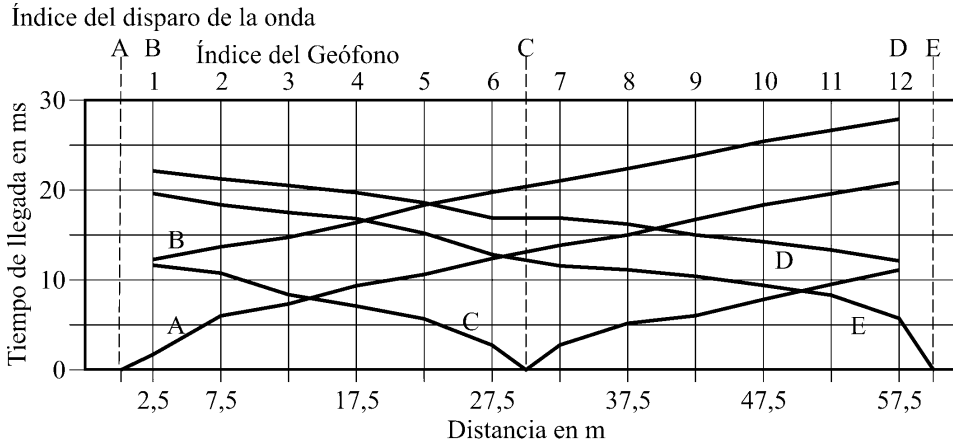


Figura 5.2 Dromocrona de un ensayo de refracción sísmica.

Asimismo, si se conoce la velocidad de transmisión en cada medio es posible calcular sus propiedades elásticas. La velocidad de propagación de las ondas puede ser un buen indicador de las características mecánicas de los materiales (e.g. la calidad y grado de saturación del macizo rocoso, cuando la calidad del macizo rocoso disminuye, la velocidad de propagación de ondas menor a uno del mismo material pero sano o fresco). En general, los valores de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas son mayores en rocas densas que en rocas sueltas, en rocas ígneas más que en rocas sedimentarias, en rocas macizas sanas más que en rocas diaclasadas, en sedimentos consolidados más que en sedimentos no consolidados, en suelos húmedos más que en suelo secos.
El procedimiento general a seguir para realizar el sondeo de refracción sísmica se resume en:

- instalar el sismógrafo y clavar los geófonos en la superficie del terreno con una separación según la energía de impacto, el tipo de medio de sub-superficie y la profundidad deseada;
- establecer la ubicación de la fuente de energía;
- ubicar las posibles fuentes de interferencia;
- aplicar la energía de generación de onda y medir el tiempo de retorno de las ondas a los geófonos.

Se realizan un total de cinco impactos por ensayo en diferentes ubicaciones: dos impactos en el extremo inicial de la línea, uno en el centro y los otros dos en el extremo final.

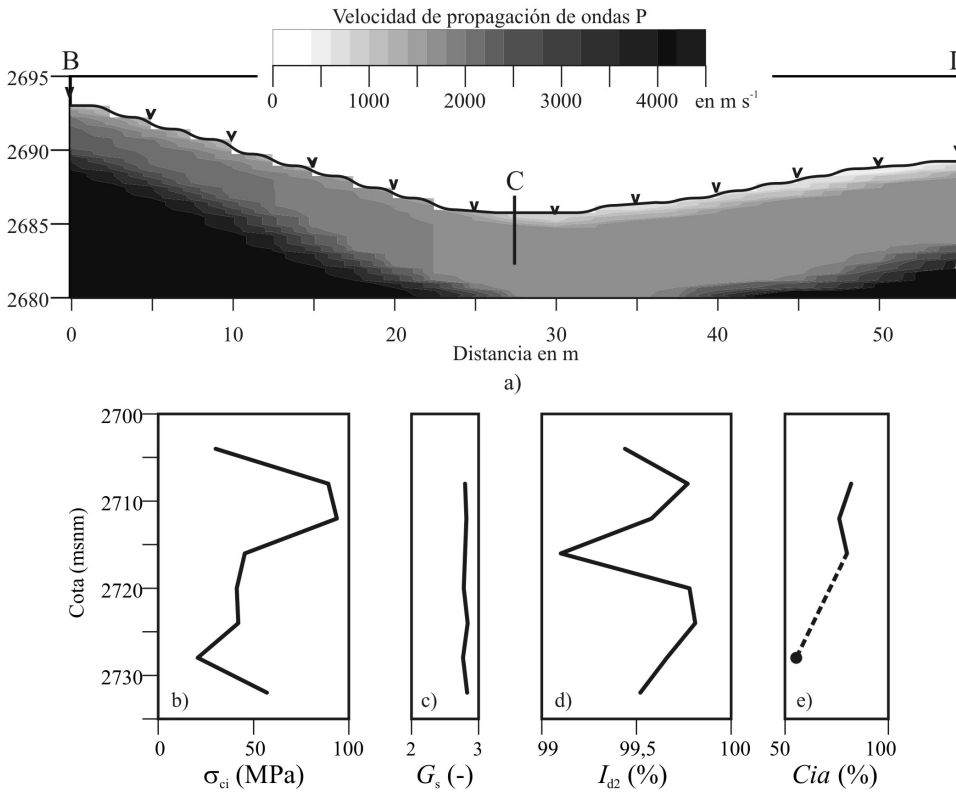
Los resultados de esta técnica así descrita se presentan a manera de perfiles bi-dimensionales, en los cuales se diferencian unidades geofísicas de velocidad de propagación de ondas.
De las unidades de velocidades de propagación de onda, se puede inferir las propiedades del macizo rocoso tales como el módulo elástico dinámico (E_{md}), módulo de corte (G_m), por ejemplo, aparte de diferenciar los tipos de materiales. Algunos valores de las velocidades de propagación de ondas sísmicas y su correlación con el tipo de medio se muestran en el Cuadro 5.2.

Cuadro 5.2 Velocidad de las ondas sísmicas de algunos materiales geológicos [25, 349].

Material geológico	Velocidad ($\mathrm{m\,s^{-1}}$)
Aire	330
Limo	200 a 600
Suelo no consolidado seco	200 a 600
Aluvión seco	600 a 1200
Aluvión húmedo	1600 a 2400
Arcilla	1800 a 2200
Toba volcánica	1800 a 2500
Lutita	1900 a 2950
Marga, Creta	2000 a 3000
Arenisca	2000 a 4000
Filita	2800 a 3200
Lavas	2500 a 4000
Dolomita	2100 a 5000
Esquisto, Micaesquisto	3000 a 4500
Caliza	3000 a 5200
Cuarcita	3500 a 5200
Gneis	3500 a 6400
Granito	4000 a 6000
Basalto	4000 a 6100
Dolerita	5200 a 6400
Meta Grauvaca	5400 a 6400

Ejercicio 5.1. La siguiente figura muestra los resultados de un ensayo de refracción sísmica hecha una sección transversal al curso de un río en un valle de alta montaña donde aflora un macizo rocoso de lutita (i.e. Río Kochimayu, Cochabamba Bolivia) [360, 198]. Se presenta el perfil bi-dimensional con unidades geofísicas de velocidad de propagación de ondas, con un máximo valor numérico de 4200 ms^{-1}, que fue obtenido a partir de un proceso de inversión de datos con un programa computacional.
Adicional a ese resultado se presentan los resultados de ensayos de laboratorio en testigos obtenidos de varias perforaciones hechos por el entorno de esta sección. Los ensayos son de resistencia a compresión uniaxial σ_{ci}, gravedad específica G_s, índice de desleimiento en el segundo ciclo I_{d2} e índice de alteración química *Cia*.

Con esta información comente qué se puede concluir acerca del macizo rocoso en esa sección.



Solución 5.1. El ensayo permitió obtener información de una sección de 55 m de largo y profundidad variable de 5 m a 10 m. Los ensayos de laboratorio en el material rocoso confirman que es un mismo tipo de roca, por tener una gravedad específica y una resistencia al desleimiento casi constante. Sin embargo, las pruebas de resistencia a compresión uniaxial presumen que el estrato inferior tiene propiedades de resistencia más bajas que se puede deber a alguna diferencia en composición mineralógica, como puede observarse en la variación del índice de alteración química.

Por otro lado, el perfil de unidades geofísicas muestra colores más oscuros en la base, lo que implica que las ondas se han propagado más rápido en profundidad, y muy probable a causa de que en la superficie el macizo rocoso está más fracturado; pese a que como material rocoso la roca en superficie tienen mayor resistencia a compresión uniaxial.

Se puede concluir que en profundidad mejora la calidad del macizo rocoso y que se espera una cierta variabilidad en las propiedades mecánicas del material rocoso, este último comportamiento común en rocas sedimentarias.
¡Pregúntese! ¿Sería posible llegar a una conclusión de ese tipo, si sólo se hubiese analizado el perfil de velocidades de propagación de onda? . . . posiblemente que no. □

5.2.2. Reflexión sísmica

Esta técnica tiene la ventaja, respecto a otras técnicas geofísicas, de que posibilita representar en un gráfico múltiples horizontes con un único disparo, sin perder precisión de manera significativa con la profundidad. El método demostró excelentes resultados en el campo de la geología e ingeniería petrolera, sin embargo se utiliza con menos frecuencia en geotecnia, debido a la falta de promoción y difusión de resultados donde la técnica fue aplicada en obras de ingeniería civil, y a veces por la falta de experiencia acerca de la disciplina en la región. El método de reflexión sísmica es útil para la prospección profunda, por ejemplo cuando es necesario definir las estructuras geológicas en proyectos de obras subterráneas de más de 100 m de sobrecapa. Sin embargo, esto no es una regla absoluta debido a que se reportaron en proyectos civiles en la India experiencias del uso del método para la exploración a profundidades menores a los 50 m [349].
La técnica se basa en el principio de reflexión de ondas en el límite entre dos medios (i.e. contorno de reflexión) de propiedades de propagación de ondas distintos (i.e. de impedancias acústicas[2] distintas), por lo tanto es un buen método para identificar las fronteras de los materiales tales como planos de falla, diques u otra estructura geológica errática dentro del macizo rocoso. La desventaja del método es que el contraste de impedancias acústicas en el contorno de reflexión necesita ser muy marcada para que la señal reflectada no tenga amplitudes menores que el ruido en el medio.
El método consiste en medir los tiempos de llegada de las ondas sísmicas después de que éstas se reflecten en las superficies de contacto de las distintas unidades litológicas, fallas o superficies de discontinuidad; generadas mediante una fuente de energía artificial igual al caso del ensayo de refracción sísmica. Las medidas se logran también con geófonos alineados según un perfil.
A partir de los tiempos de llegada de las ondas longitudinales a los geófonos y las velocidades de propagación de ondas de los distintos materiales, se pueden reconstruir las trayectorias de las ondas y delimitar la disposición estructural de los distintos horizontes sísmicos a lo largo perfil ensayado. La claridad con la que se observan tales horizontes sísmicos es función del coeficiente de reflexión de los materiales, de la amplitud de la onda incidente, de la diferencia de densidades entre el material inferior y superior al contorno de reflexión, y de la relación de velocidades de propagación de la onda P entre los ma-

[2] *Impedancia acústica*: producto de la densidad con la velocidad de propagación de ondas P del medio.

teriales. Como ya se mencionó, cuanto mayor sea la diferencia de propiedades físicas de propagación de ondas entre los materiales que limitan contorno de reflexión, más clara se observará la señal reflejada.

5.2.3. Resistividad eléctrica

La *resistividad* de un material está definida como la resistencia eléctrica presente entre dos caras opuestas de un cubo unitario del material, dada en unidades $\Omega\,\mathrm{m}$. Para un conductor cilíndrico de resistencia ΔR, longitud ΔL y sección transversal ΔA la resistividad está dada por la Ecuación 5.1.

$$\rho = \frac{\Delta R \Delta A}{\Delta L} \tag{5.1}$$

El método de resistividad eléctrica superficial obtiene la resistividad del subsuelo a través de la medida de la diferencia de potencial en dos puntos superficiales cuando se introduce corriente por un punto diferente y se capta por otro; también ambos superficiales. De este modo la configuración básica implica el empleo de cuatro electrodos: dos de corriente C_1 y C_2 y dos de potencial P_1 y P_2, que conforman el llamado *cuadripolo*. En un cuadripolo, la diferencia de potencial ($\Delta\phi$) que se genera en un espacio homogéneo plano, está dada en forma general por la Ecuación 5.2, siendo ρ la resistividad del medio homogéneo plano, I la intensidad de corriente transmitida al medio, $r_{C_1P_1}$ la distancia entre el electrodo C_1 a P_1; y del mismo modo para $r_{C_2P_1}$, $r_{C_1P_2}$ y $r_{C_2P_2}$.

$$\Delta\phi = \rho I \left[\frac{1}{2\pi} \left(\frac{1}{r_{C_1P_1}} + \frac{1}{r_{C_2P_1}} + \frac{1}{r_{C_1P_2}} + \frac{1}{r_{C_2P_2}} \right) \right] \tag{5.2}$$

No obstante, un medio homogéneo plano sólo es hipotético ya que la resistividad en el suelo tiene una distribución tridimensional y difiere de ser homogénea. De este modo, la resistividad que se expresa en la Ecuación 5.2 es exclusivamente una resistividad aparente (ρ_a), que recibe la influencia de las resistividades absolutas de los diferentes materiales distribuidos en el espacio. La Ecuación 5.2 se escribe en forma simplificada (Ecuación 5.3), donde k se denomina emphfactor de forma y es igual a la expresión entre llaves de la Ecuación 5.2.

$$\rho_a = k \frac{\Delta\phi}{I} \tag{5.3}$$

Dependiendo del factor forma que se tenga, se puede obtener la resistividad aparente a diferentes niveles de profundidad, y dependiendo de la posición del eje central de arreglo, se pueden tener diferentes puntos en un mismo nivel.

Como ensayos de resistividad eléctrica se tienen: el sondeo eléctrico vertical (VES: *Vertical Electrical Sounding*), el sondeo eléctrico transversal (TES *Transversal Electrical Souding*) y la tomografía de resistividad eléctrica (ERT: *Electrical Resistivity Tomography*). La Figura 5.3 muestra un equipo de resistividad eléctrica que puede ejecutar estos tres ensayos.
Para el ensayo VES, la posición de los electrodos internos de potenciales se mantiene constante y la posición de los electrodos de intensidad se modifican a lo largo de un eje central. Para un ensayo TES se mueven los electrodos de potencial, mientas que los electrodos de corriente se dejan fijos en el sitio.
La combinación sistemática de los sondeos VES y TES configuran sondeos en un plano y en el espacio, dando lugar a la tomografía de resistividad eléctrica en dos dimensiones y tres dimensiones. La combinación de los sondeos eléctricos verticales con la variación del centro de exploración genera una interpretación en el plano, mientras que la combinación de los sondeos en el plano con los sondeos eléctricos transversales genera una interpretación en el espacio.
Para el desarrollo estos ensayos es necesario definir el tipo de arreglo, el número y separación básica de electrodos. De estos parámetros se calcula la longitud de la línea de sondeo, la profundidad, la forma y la resolución de la misma. En la práctica, se establecen varios arreglos de electrodos para los cuales se determina una serie de valores del factor geométrico k.
La selección del tipo de arreglo depende de los objetivos de investigación. Los arreglos más empleados son el arreglo bipolar, el arreglo de Wenner empleado para la determinación de las variaciones de las propiedades eléctricas en dirección horizontal y el arreglo de Schlumberger para la determinación de las variaciones en dirección vertical [255] (Figura 5.4).

Figura 5.3 Equipos y herramientas para el ensayo de Tomografía de Resistividad Eléctrica.

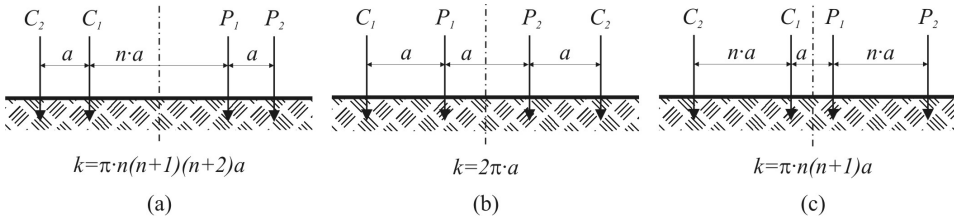


Figura 5.4 Arreglo de electrodos para resistividad eléctrica. **a** Arreglo bipolar; **b** arreglo Wenner; **c** arreglo Schlumberger. La variable *a* es la separación básica entre electrodos y *n* es un factor de profundidad que se explica en los siguientes párrafos en esta sección.

En la configuración propuesta por Wenner, los electrodos de intensidad y de potencia son mantenidos a espaciamientos iguales *a*. Para tal configuración, la resistividad se determina por la Ecuación 5.4. En la configuración propuesta por Schlumberger, para la realización de los sondeos eléctricos verticales, el espaciamiento entre los electrodos de intensidad es incrementado en forma gradual en igual proporción respecto con la línea central (ver la Figura 5.4). Para tal configuración la resistividad se determina por la Ecuación 5.5, donde *L* es la longitud total del arreglo.

$$\rho = 2\pi \frac{\Delta V}{I} \tag{5.4}$$

$$\rho = \frac{\pi L^2}{2L} \frac{\Delta V}{I} \tag{5.5}$$

La tomografía de resistividad eléctrica es más aplicable cuando se quiere detectar cuerpos bidimensionales o tridimensionales de resistividad anómala. Los sondeos ERT hoy en día son la combinación apropiada para obtener resultados precisos a bajos costos. Dicho ensayo se lleva a cabo con un mínimo de 16 electrodos, que son conectados a un cable multi-electrodos , y éste a su vez está conectado a cajas muti-electrodos (i.e. consolas) y a un *control remoto multiplexador* (RCM: *Remote Control Multiplexer*) que escoge la secuencia de cuadripolos y combina tareas con la fuente de energía y el resistivímetro [134, 196].
El costo del ensayo varía en función a la resolución de la sección, y por lo normal es de 3 veces el costo de un sondeo eléctrico vertical. El tiempo del ensayo para una configuración de 32 electrodos es de una y media horas. El número de electrodos está limitado por la capacidad de las cajas de multi-electrodos. Cada caja soporta 16 electrodos, por consiguiente se tienen arreglos en múltiplos de 16 (i.e. 32, 48, 64, 128 y 256 electrodos).
La separación básica de electrodos es la separación que existe entre dos electrodos adyacentes, y está limitada por: las condiciones del lugar (i.e. topografía y accesibilidad), por la cantidad y frecuencia de corriente que introduce el equipo al medio; y la sensibilidad del resistivímetro (i.e. el ohmímetro incorporado), ya que si los electrodos extremos están muy separados, el equipo ya no es sensible a registrar valores entre ambos puntos. Por tan-

to, la longitud total del arreglo está dada por la Ecuación 5.6, donde N_e es el número de electrodos y la longitud de la sección dada por la Ecuación 5.7.

$$L = (N_e - 1)\, a \tag{5.6}$$

$$L_s = L - 3a \tag{5.7}$$

La profundidad máxima que se alcanza depende del tipo de arreglo, de la separación entre electrodos y del factor de profundidad (n) ya presentado en la Figura 5.4. El factor n es el múltiplo que amplificará la distancia variable de un arreglo según la separación básica de electrodos. El factor n máximo está en función del número de electrodos, por ejemplo para el arreglo Dipolo–Dipolo está dado por la Ecuación 5.8 y para el arreglo Wenner–Schlumberger por la Ecuación 5.9.

$$n = N_e - 3 \tag{5.8}$$

$$n = \frac{N_e}{2} - 1 \tag{5.9}$$

Esto implica por ejemplo, que en el arreglo Dipolo–Dipolo con 32 electrodos el valor de n puede ser igual a 29 y en el arreglo Wenner–Schlumberger igual a 15. No obstante esto no es tan sencillo debido a que a mayor n, los resultados obtenidos son más imperfectos o imposibles de obtenerlos. Se recomienda que para obtener buenas medidas, que el valor n no sea mayor a ocho para el arreglo Dipolo–Dipolo ni mayor a diez para el arreglo Wenner–Schlumberger [279]. Según estas consideraciones se establece la profundidad máxima de la sección de resistividad según la Ecuación 5.10 para el arreglo Dipolo–Dipolo, y la Ecuación 5.11 para el arreglo Wenner–Schlumberger; donde f_n es otro factor profundidad que depende del factor n y cuyos valores se especifican en el Cuadro 5.3.

$$Z_e = f_n\, a\, (n+2) \tag{5.10}$$

$$Z_e = f_n\, a\, (2n+1) \tag{5.11}$$

Cuadro 5.3 Factores de profundidad para los arreglos Dipolo-Dipolo y Wenner-Schlumberger [279].

Arreglo	n	f_n
Dipolo–Dipolo	6	0,216
	7	0,220
	8	0,224
Wenner–Schlumberger	4–5	0,190
	6–10	0,191

La sección bidimensional de unidades geofísicas obtenida por el ERT, unidades de resistividad eléctrica, con los dos arreglos mencionados es un trapecio invertido, con una base igual a L_s y altura igual a Z_e. La resolución de esta sección, en puntos por metro cuadrado, se infiere con la Ecuación 5.12, donde N_Q es el número de cuadripolos.

$$R = \frac{2N_Q}{L_s Z_e} \tag{5.12}$$

Los resultados que se obtienen en las pruebas de resistividad eléctrica son también unidades geofísicas. Para el mismo sitio y caso de estudio del ejemplo del Ejercicio 5.1, la Figura 5.5 muestra el resultado de un ensayo de tomografía de resistividad eléctrica en dos dimensiones y el Cuadro 5.4 muestra valores de resistividades de algunas rocas.

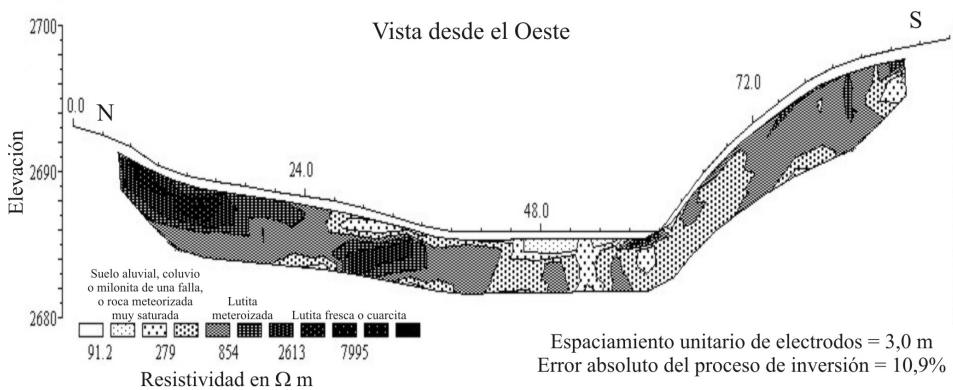


Figura 5.5 Resultado de inversión de un ensayo ERT en la sección transversal al valle de un río de alta montaña [198].

Cuadro 5.4 Resistividades eléctricas de algunas rocas.

Materiales	Resistividad eléctrica, ρ en Ω m
Arenisca	30 a 5000
Arena	50 a 300
Aluvión	50 a 800
Margas	50 a 5000
Caliza	300 a 10000
Pizarra	100 a 1000
Granito	300 a 10000
Conglomerado	1000 a 10000

La exploración mediante el método de resistividades es eficiente pero tiene ciertas limitaciones que se describen a continuación:

- las interpretaciones son ambiguas y limitadas a configuraciones simples del medio;
- la topografía y los efectos de las variaciones de la resistividad superficial pueden ocultar los efectos de variaciones más profundas;
- la profundidad de auscultación del método está limitada a la energía eléctrica introducida al medio y la separación de los electrodos, que se limita por dificultades prácticas como la longitud total del cable.

5.3. Prospección geofísica de profundidad

Se usan los métodos geofísicos en hoyos de perforación para caracterizar el macizo rocoso y los fluidos existentes en el mismo. Estos métodos necesitan de la ejecución de hoyos de perforación, situación que los hacen más trabajosos y costosos pero abarcan mayores volúmenes de investigación y posibilitan correlacionar la información que ofrecen los propios hoyos. Además, se obtiene con pocos ensayos una cantidad sustancial de información y los datos pueden correlacionarse entre pozos adyacentes. Los datos son adquiridos al introducir y desplazar en dirección vertical sondas apropiadas en el hoyo de una perforación. Se usan estas técnicas para:

- revisar las condiciones y el diámetro del hoyo de perforación en tiempo real;
- determinar la estructura litológica y geológica del macizo rocoso y obtener una correlación estratigráfica;
- estimar la porosidad, la permeabilidad y la saturación del macizo rocoso;
- determinar la densidad de discontinuidades;
- conocer la calidad y temperatura del agua;
- estimar las propiedades elásticas del macizo rocoso;
- medir las respuestas eléctricas (naturales o inducidas), de radiación natural, acústicas y electromagnéticas del macizo rocoso.

Los resultados se presentan en diagrafías que proveen un perfil de respuesta de algún dato geofísico respecto a la profundidad del pozo. La toma de datos se puede hacer en intervalos de 1,5 m y en la medida de las posibilidades se recomienda que estas pruebas se efectúen en la totalidad de los hoyos perforados.
Existen varias herramientas y sondas geofísicas profundas desarrolladas para la industria del petróleo y del agua subterránea, que se usan para hacer el registro de un hoyo de perforación con fines de descripción del macizo rocoso.
Los métodos geofísicos de profundidad conocidos son:

- gamma natural (*Natural Gamma*) (ng);

- resistividad normal corta (*Short Normal Resistivity*);
- resistividad normal larga (*Long Normal Resistivity*);
- resistencia de punto sencillo (*Single Point Resistance*) (SPR);
- potencial espontáneo (*Spontaneous Potential*) (SP);
- susceptibilidad magnética (*Magnetic Susceptibility*);
- vector de campo magnético (*Magnetic Field Vector*);
- calibre (*Caliper*);
- temperatura del fluido (*Fluid Temperature*);
- conductividad del fluido (*Fluid Conductivity*);
- inducción electromagnética;
- conductividad de la formación (*Electromagnetic Induction Formation Conductivity*);
- verticalidad (*Verticality*);
- ondas sónicas totales (*Full Waveform Sonic*);
- video digital (*Digital Video*);
- tele-pantalla acústica de hoyos (*Borehole Acoustic Televiewer*) (BHTV);
- tele-pantalla óptica de hoyos (*Borehole Optical Televiewer*) (OPTV);
- medidor de flujo por púlsos de calor (*Heat Pulse Flowmeter, stationary*);
- medidor de flujo a hélice (*Impeller Flowmeter*);
- contador de flujo EN (*EN stationary and trolling flowmeters*);
- polarización inducida (*Induced Polarization*) (IP);
- gravedad de hoyo (*Borehole Gravity*);
- densidad Gamma (*Gamma Density*);
- densidad de neutrones (*Neutron Density*) (g-g);
- medidas de pH;
- oxígeno disuelto (*Dissolved Oxygen*) (O2);
- sonar de cavidad (*Cavity Sonar*);
- ultra sonido de cavidad (*Cavity Ultrasound*);
- extractor de muestras puntuales para análisis de componentes orgánicos volátiles *Point sampler for Volatile Organic Compounds [VOC] sample analysis*;

El Cuadro 5.4 muestra las aplicaciones que tienen cada una de estas técnicas. Las limitaciones que se tienen de estas técnicas aplicadas a la ingeniería de rocas es el alto costo de los equipos y operación. Los aspectos que hay que tomar en cuenta en el momento de tomar la decisión de emplear estas técnicas es que la información sólo es obtenida en el sitio del pozo de exploración y el alcance radial de la información depende de la técnica y del instrumento en particular. Algunas técnicas requieren que el hoyo de perforación no esté encamisado, y su ejecución dependerá de la estabilidad del mismo. En todo caso, es mejor solicitar asesoramiento de geofísicos expertos en esta materia para la planificación de estas técnicas de prospección. También consulte la norma ASTM D5753 *Guía para planificar y llevar a cabo diagrafías geofísicas* [65].

5.3.1. Diagrafía eléctrica

La diagrafía eléctrica, mejor llamada *diagrafía convencional de resistividad*, es un método de investigación sub-superficial del campo de la geofísica aplicada para la caracterización del agua subterránea. No obstante puede usarse para caracterizar el macizo rocoso ya que el objeto es obtener un perfil de resistividad y potencial a lo largo de las paredes de un hoyo perforado o barrenado. Se tienen los siguientes ensayos de diagrafía de resistividad:

- resistencia de punto aislado (SPR: *Single-Point Resistance*);
- potencial espontáneo (SP: *Spontaneous Potential*);
- resistividad normal corta (*Short Normal Resistivity*);
- resistividad normal larga (*Long Normal Resistivity*);
- resistividad lateral.

El aparato que se usa para estos fines es necesario tener un equipo con capacidad de registro automático continuo y una fuente de energía eléctrica alterna, o una fuente de energía continua con un inversor rotativo. El cable que se conecta a la sonda tiene cuatro polos, dos de corriente y dos de potencial.

Dispositivo normal

A este dispositivo también se lo llama *dispositivo potencial*. La resistividad en este dispositivo de potencial está dada por la Ecuación 5.13, donde la distancia $\overline{P_1P_2}$ está dada por la Ecuación 5.14.

$$\rho = 4\pi\overline{C_1P_1}\,\frac{\Delta V}{I} \tag{5.13}$$

$$\overline{P_1P_2} = h - 0{,}5\overline{C_1P_1} \tag{5.14}$$

Si la distancia del electrodo C_1 a P_1 es constante, la resistividad estará en función a la diferencia de potencial (ΔV) y la intensidad de corriente introducida al suelo (V). En este caso las características de los tipos de sondas estándares para el arreglo normal se muestran en el Cuadro 5.5.

Cuadro 5.5 Tipos de sondas para diagrafía eléctrica con dispositivo normal.

Sonda	$\overline{C_1P_1}$ en m	$\overline{P_1P_2}$ en m	Factor de forma, k	Profundidad del primer dato en m
Normal corta de 16”	0,406	$h-0{,}203$	5,10	0,203
Normal larga de 64”	1,626	$h-0{,}813$	20,43	0,813

Dispositivo lateral

En el dispositivo lateral, la resistividad está dada según la Ecuación 5.15, donde la resistividad es proporcional a la diferencia de potencial entre P_1 y P_2, y si esta distancia ($\overline{P_1P_2}$) es pequeña relativo al electrodo de entrada de corriente C_1, el resultado es proporcional al gradiente de potencial en el campo producido. Por estas razones, el dispositivo lateral se denomina también dispositivo de gradiente.

$$\rho = \left(4\pi \frac{\overline{C_1P_1}\,\overline{C_1P_2}}{\overline{P_1P_2}}\right) \frac{\Delta V}{I} \tag{5.15}$$

Siendo $\overline{C_1O}$ el espaciamiento de la sonda y una constante, se pueden obtener las distancias $\overline{C_1P_1}$, $\overline{C_1P_2}$ mediante las Ecuaciones 5.16 y 5.17 siempre y cuando se cumpla la relación de la Ecuación 5.18.

$$\overline{C_1P_1} = -0{,}5\,\overline{P_1P_2} + \overline{C_1O} \tag{5.16}$$

$$\overline{C_1P_2} = 0{,}5\,\overline{P_1P_2} + \overline{C_1O} \tag{5.17}$$

$$R = \frac{\overline{C_1P_1}}{\overline{P_1P_2}} > 1 \tag{5.18}$$

Las características de los tipos de sondas para este arreglo y distancias $\overline{C_1O}$ estándares se muestran en el Cuadro 5.6.

Cuadro 5.6 Tipos de sondas para diagrafía eléctrica con dispositivo lateral.

Dispositivo	$\overline{C_1O}$ en m	$\overline{C_1P_1}$ en m	$\overline{P_1P_2}$ en m	$\overline{P_1P_2}$ en m	$\overline{C_1C_2}$ en m	R	k en m
Lateral corta 18'8/50'10"	5,69	5,49	5,89	0,406	15,49	13,52	1 000
Lateral larga 18'8/50'10"	5,69	4,88	6,50	1 626	15,49	3,00	245

5.3.2. Geofísica de hoyos cruzados en base de pozo

Más conocido como ensayo *Down Hole*. Este ensayo es un método geofísico de exploración que posibilita conocer la variación vertical de la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el terreno. El ensayo consiste en generar una perturbación en la superficie y medir los tiempos de llegada de la perturbación a los geófonos instalados a diferentes profundidades dentro de la cavidad de una perforación ejecutada. Con los tiempos de llegada y la profundidad se calculan las velocidades de propagación de la onda longitudinal

(onda P) y la onda transversal o de corte (onda S), dependiendo del tipo de perturbación generada.
En términos generales, para la realización del ensayo se utilizan los siguientes implementos:

- almádana o combo, que en este caso particular tiene un peso de 9 kg, con la cual se golpea una placa metálica para generar las ondas. A la almádana se le adiciona un sensor que sirve como disparador para iniciar el registro de datos;
- geófonos triaxiales, con tres acelerómetros en tres ejes ortogonales (i.e. dos horizontales ortogonales y uno vertical). Éstos tienen un sistema que posibilita asegurar a la tubería de encamisado del hoyo de perforación;
- sismógrafo, igual al usado para ensayo de refracción sísmica;
- computador para el control del sismógrafo y la adquisición de datos.

Para ejecutar el ensayo se hace un hoyo vertical de acuerdo con cualquiera de los métodos descritos en el próximo capítulo, en función a las características de penetrabilidad del macizo rocoso, el equipo disponible y la economía. Por lo general es escoge un método de penetración rápida sin recuperación de muestras, tal como las barrenaciones. Una vez hecho el hoyo, si éste es inestable, se encamiza tras introducir una tubería de 2 pulg a 6 pulg (de 0,05 m a 0,15 m) de diámetro, dependiendo del diámetro del hoyo. La tubería debe quedar adherida y firme al terreno para lo cual es normal que se inyecte lechada entre ella y las paredes del hoyo.
Las ondas se generan cuando se golpea la almádana contra una placa metálica cuadrada de 0,2 m de lado y 0,1 m de espesor. Ésta se coloca en una pequeña excavación de forma cúbica, excavada con anterioridad a una distancia de 2 m a 3 m del eje de la perforación. Para cada profundidad donde se desee tomar datos, se golpea la placa en dirección horizontal sobre la base de la excavación donde se genera la onda P; y para las ondas S se escogen dos paredes opuestas de la excavación, se coloca la placa en posición vertical y se golpea la misma con la almádana.
El ensayo se inicia a 2 m de la superficie y se ejecuta entre los intervalos que requiera el estudio a intervalos entre 1 m y 2 m. Dicho intervalo también depende de las condiciones de la formación que se estudia. En cada punto se toman tres datos a los cuales se les verifica su calidad; siendo a menudo necesario repetir golpes para lograr una buena representatividad. Además, se utilizan filtros de baja y alta frecuencia y filtros tipo *notch*, los cuales posibilitan tener un registro que minimice el ruido causado por factores ambientales tales como maquinaria, tráfico de vehículos en las cercanías, ondas superficiales o líneas eléctricas.
Después de obtener los datos en campo, se analizan los tiempos de llegada de los tipos de onda para cada profundidad. Para este análisis se debe tener en cuenta criterios como la polaridad de la onda, el ruido presente al tomar los datos, los filtros utilizados, la forma de la onda, el análisis de cada onda por separado y luego en conjunto, la geología y las características geotécnicas del terreno. El análisis consiste en establecer perfiles de los tiempos de llegada de la onda a cada profundidad, donde se separa la onda longitudinal de la de corte. Con esta información se tiene una gráfica de tiempo *vs.* profundidad cuya

pendiente corresponde a la velocidad de propagación; muy similar al caso del ensayo de refracción sísmica; para que mediante un proceso de inversión se tenga la información de unidades geofísicas al rededor del hoyo.
Con este análisis se define un perfil de velocidad para la onda P y S, el cual posibilita diferenciar unidades geofísicas de una forma suficiente para definir las propiedades dinámicas del sitio y diferenciar algunos materiales.

5.4. Geofísica de mayores profundidades

Para el estudio de la conformación de la corteza terrestre se emplean varios métodos geofísicos de gran profundidad. Últimamente se emplean las señales que emiten los sismos que se producen en la Tierra, para determinar los diferentes espesores de la corteza terrestre. Esto es posible mediante la unificación y sincronización de los sismógrafos instalados en todo el planeta. Con esta metodología se logró definir con mayor exactitud el espesor de la corteza terrestre y de las capas líquidas inferiores.

Cuadro 5.7 Técnicas de prospección de geofísica de profundidad para determinar varias propiedades del material y del macizo rocoso.

Aplicación y Técnica	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26
Estimación de la densidad del macizo rocoso	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0
Estimación de la porosidad del macizo rocoso	0	0,5	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0,5	0	1	0	0	0	0
Discriminación entre arena y arcilla	1	1	1	0,5	0,5	0,5	0	0	0	0	1	0	0,5	0,5	0	0	0	0	0,5	0,5	0,5	0,5	0	0	0	0
Identificación de zonas de fractura	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1	0	0	0,5	0	1	1	1	1	0	0	0,5	0,5	0,5	0,5	0	0	0	0
Espesor y buzamiento de la zona de fractura	0	0	0	0	0	0	0	0,5	0	0	0	0	0,5	1	1	1	0	0	0	0,5	0,5	0,5	0	0	0	0
Identificación de zonas de *Water-Bearing*	0	0,5	0,5	0,5	0	0	0	0	1	1	0,5	0	0	1	0	0,5	0,5	0,5	0	0	0	1	1	1	0	0
Medida de flujos bajos de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0,5	0,5	0	0	0	0	0	0	1	0,5	0	0	0	0	0,5	0,5	0	0
Medida de flujos altos de agua	0	0	0	0	0	0	0	0	0,5	0,5	0	0	0	0,5	0	0	0,5	1	0	0	0	0	0,5	0,5	0	0
Detección de mineralizaciones	1	0,5	0,5	0,5	0,5	1	0,5	0	0	0	0,5	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
Detección zonas de *Iron-Bearing*	0	0,5	0,5	0,5	0,5	1	1	0	0	0	1	0,5	0	0	0	0	0	0	0,5	0	0	0	0	0	0	0
Detección de zonas de textitMetal-Bearing	0	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0
Evaluación de adherencia pared/lechada	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Determinación de intervalos de filtros	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0,5	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Localización de juntas de camisas (*casing*)	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Localización de bases de camisas (*casing*)	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	0,5	0,5	0,5	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Evaluación de calidad de agua	0	0	0	0	0,5	0	0	0	0,5	1	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0
Medida de la orientación del hoyo	0	0	0	0	0	0	0,5	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Medida del diámetro y forma del hoyo	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0,5	0,5	0,5	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1
Medida de la dimensión de cavidades	0	0	0	0	0	0	0	0,5	0	0	0	0	0	0,5	0,5	0,5	0	0	0	1	0	0	0	0	1	1
Detección de sellos de bentonita	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Dentro del cuadro: 1 indica que es aplicable; 0,5 indica aplicable pero con algunas restricciones; 0 indica que no es aplicable. *En el título de las columnas*: 1. Gamma Natural, 2. Resistividad normal corta, 3. Resistividad normal larga, 4. Resistencia de punto sencillo (SPR), 5. Potencia espontáneo (SP), 6. Susceptibilidad magnética, 7. Vector de campo magnético, 8. Calibre, 9. Temperatura del fluido , 10. Conductividad del fluido, 11. Inducción electromagnética (Conductividad), 12. Verticalidad, 13. Ondas sónicas totales, 14. Video digital , 15. Telepantalla acústico de hoyos (BHTV), 16. Telepantalla óptico de hoyos (OPTV), 17. Medidor de flujo por pulsos de calor, 18. Medidor de flujo a hélice, 19. Polarización inducida (IP), 20. Gravedad de hoyo 21. Densidad Gamma (g-g), 22. Densidad de neutrones, 23. pH, 24. Oxígeno disuelto (O_2), 25. Sonar de cavidad, 26. Ultrasonido de cavidad

Capítulo 6
Prospección Destructiva

Resumen El siguiente paso del proceso para describir el macizo rocoso es a través de la prospección destructiva (muchas veces llamada prospección invasiva), que engloba las perforaciones, barrenaciones y las cavidades de exploración, además de las técnicas de extracción y manipuleo de muestras. Penetrar en forma destructiva dentro de la roca se hace por varias razones: fines de investigación de geología regional, continental o mundial, propósitos de explotación de recursos (e.g. petróleo, agua, minerales), fines de exploración u obtención de muestras. Sin embargo, para los fines de descripción del macizo rocoso esta tarea alcanza bajas profundidades (i.e. menos de 1 000 m de profundidad). Este tipo de prospección se describe en el presente capítulo.

6.1. Obtención de muestras

Una *muestra* es una porción de material, de volumen tal que sea trabajable y transportable según procedimientos normales de la práctica de la ingeniería, que representa a un volumen de mayor extensión, de dificultosa ubicación, o de difícil extracción (i.e. muestra representativa). La muestra puede ser alterada o intacta. Dentro de las muestras alteradas, éstas pueden ser en forma de partículas trituradas o en forma de polvo. Dentro de las muestras intactas se tienen aquellas que son irregulares o de formas geométricas definidas (e.g. cúbica, cilíndrica [núcleo], prismática [bloque]). Las muestras de roca irregulares o de formas geométricas son útiles a partir de una longitud mínima de una diagonal de 160 mm.
Asimismo, las muestras pueden obtenerse mediante algún proceso manual de extracción, mediante proceso químico (i.e. agentes expansivos), mecanizado o una combinación de éstos.
En el proceso de extracción manual pueden emplearse herramientas o equipos ligeros. A este tipo de muestras se las llama muestras de mano.

Si las muestras fueron obtenidas mediante un proceso de perforación o barrenación se las denomina muestras mecanizadas. Dentro de éstas, para el caso particular de una muestra geométrica cilíndrica obtenida por perforación a rotación con punta de corte, se acostumbra a llamar a la muestra: *núcleo* o *testigo*[1]. Estas muestras son las más comunes dentro de la práctica de la ingeniería de rocas. El diámetro mínimo estándar corresponde a las series de brocas N (i.e. 47 mm a 54 mm). Y por ende las más comunes provienen de perforaciones a diamantina de diámetros de las series NQ, NWG o NX, hasta la serie HQ, HWG o HX.
Por otro lado, las muestras pueden ser proveniente del material rocoso, de una porción del macizo rocoso que incluye sus discontinuidades o del relleno de las discontinuidades. Las muestras de relleno de las discontinuidades se las manipula de igual forma como se hacen en la práctica de la mecánicas de suelos. Para los ensayos del material de relleno en las discontinuidades se tiene la siguiente guía, donde se especifica la cantidad de muestra necesaria a ser extraída (Cuadro 6.1).

Cuadro 6.1 Masa mínima requerida para ensayo de laboratorio.

Propósito del ensayo	Tipo de suelo	Masa del muestra requerida en kg
Identificación del suelo†	Arcilla, limo, arena	1
	Grava fina a media	5
	Grava gruesa	30
Ensayo de materiales‡	Arcilla, limo, arena	100
	Grava fina a media	130
	Grava gruesa	160

†Incluye límites de Atterberg, análisis mecánico por tamices, contenido de humedad y ensayo de contenido de sulfato. ‡Ensayos donde la muestra se somete a compresión.

6.1.1. Extracción manual

La obtención de muestras de roca sin herramientas es una colecta de muestras. Esto sólo es viable para piezas de roca que ya fueron desprendidas por algún proceso de intemperismo y mecanismo de transporte. Este tipo de muestras así colectadas tienen valor de información, debido a que explican algún proceso histórico de la formación o dinámica de la roca. También las colectas se efectúan en piezas de roca que fueron desprendidas de trabajos de voladuras durante la construcción de galerías de exploración, éstas están disponibles en el

[1] También se denomina al testigo o al núcleo como *corazón*, que es una mala traducción del término en inglés de *core*.

mismo sitio donde se practicó la voladura o en el sitio de depósito de material, luego del trabajo de rezaga del material volado.
En muchas situaciones la colecta de muestras de roca es difícil, por lo que se necesita emplear algunas herramientas ligeras auxiliares. Las muestras obtenidas mediante las herramientas ligeras son también de alto valor, debido a que su extracción fue programada por el especialista para un determinado fin, se invierte mucho tiempo para su extracción y muchas de las veces son orientadas en el espacio.
En rocas blandas y suaves, se puede extraer un bloque de roca a través de una serie de clavos perimetrales insertados en el macizo rocoso, con la ayuda de una plantilla (Figura 6.1).

Figura 6.1 Extracción manual de muestras con herramientas ligeras en roca suave [197].

Para el caso de rocas duras, se pueden emplear las siguientes herramientas ligeras:

- *barrena Mágica* o también llamada *Barrena Wrecker*, que es una modificación de la barrena *Pata de Cabra*, de 0,76 m de largo (30 ") de acero corrugado o liso de 19 mm de diámetro (3/4 ") con cabezal de 15,2 cm (Figura 6.2);
- barrena recta de 0,76 m de largo (30 ") de acero corrugado o liso de 19 mm de diámetro, sin cabezal (En caso que no se tenga la *Barrena Mágica*);
- martillo de rocas de punta cincel (para rocas ígneas y metamórficas) y/o martillo de rocas con punta plana, para rocas sedimentarias;
- cincel de roca de 203 mm (8 ") de longitud;

- cincel ancho de roca tipo *Falton Manson* de 190 mm (7,5 ”) de longitud, con guardamano;
- combo para romper y destruir la roca, de mazo largo y de 1,8 kg (64 oz) de masa;
- picota con mango corto de 61 cm de longitud (24 ”);
- pala con mango corto de 61 cm de longitud (24 ”).

Figura 6.2 Extracción de muestras con la barrena Wrecker.

Para estudios estructurales, la muestra colectada necesita orientarse. La orientación de la muestra se marca (con un marcador indeleble) el buzamiento y el rumbo de una superficie plana escogida (Figura 6.3).
Sin embargo, nótese que aun cuando se marca la orientación de esa superficie persiste indeterminación, debido a que esa superficie marcada puede estar orientada hacia el cenit o hacia el nadir. De este modo, haced una segunda marca que indique la dirección de la superficie referenciada (e.g. indicar cuál es la cara que apunta hacia arriba). El procedimiento completo para obtener la orientación de una muestra se muestra en la Figura 6.4a y Figura 6.4b. Un símbolo que indica la orientación de rumbo y buzamiento ($\vdash$), en ese caso rumbo de 160 ° y buzamiento de 35 °, en la superficie plana del tope de la muestra y una cruz ($\times$) que marca el mismo tope, determinan y fijan la orientación de la muestra en el espacio. Cuando se quiere cortar una sección delgada paralela a la lineación (en este caso de rumbo 200 ° y buzamiento 15 °) se corta un pedazo de la muestra grande con una hoja de diamantes. Para orientar este pedazo de muestra, se puede usar una flecha con una lengüeta que apunta en la dirección de la superficie de arriba y se dibuja en ambas: muestra y pedazo.

Figura 6.3 Muestra orientada colectada.

Se tiene que tener cuidado que esta flecha se copie en forma correcta en la sección delgada (Figura 6.4c). De forma alternativa se puede hacer una pequeña marca en la superficie del tope del pedazo de muestra de manera que pueda encontrarse en la sección delgada (Figura 6.4d). En la Figura 6.4e se indica el sentido del corte en la sección delgada, por ejemplo las bandas de corte que se muestran aquí pueden relacionarse con la muestra, y a través de ésta última con el afloramiento original, que para este ejemplo penetra al noreste (NE).
Los errores son frecuentes cuando se extrae una muestra orientada, y si no fuera el caso, con frecuencia se tendrán dudas de su real orientación cuando la muestra ya esté en laboratorio, y como éstas son de importancia, es aconsejable tomar una fotografía durante la extracción de la misma.
La extracción de muestras manuales con equipos ligeros se hace en paredes verticales a nivel del piso en galerías o en afloramientos de gran profundidad. El Cuadro 6.2 muestra las longitudes mínimas requeridas para la extracción de estos núcleos. La máquina que se emplea en este tipo de trabajos es la máquina manual de perforación de núcleos (HCDM: *Hand Held Core Drilling Machine*), que se muestra como ejemplo en la Figura 6.5.
En este tipo de trabajos, se considera una pared vertical a aquella que tiene una inclinación de $90^\circ \pm 20^\circ$ respecto al plano horizontal, debido a que para estas inclinaciones una persona no es capaz de mantenerse estable y de pie con seguridad. La forma de obtener las muestras en estas paredes es con los equipos livianos de perforación a rotación (i.e. taladros rotativos). En función de la altura a la que se desea alcanzar, se tienen dos alternativas de acceso al punto deseado: emplear elevadores mecánicos (aquellos usados en obras

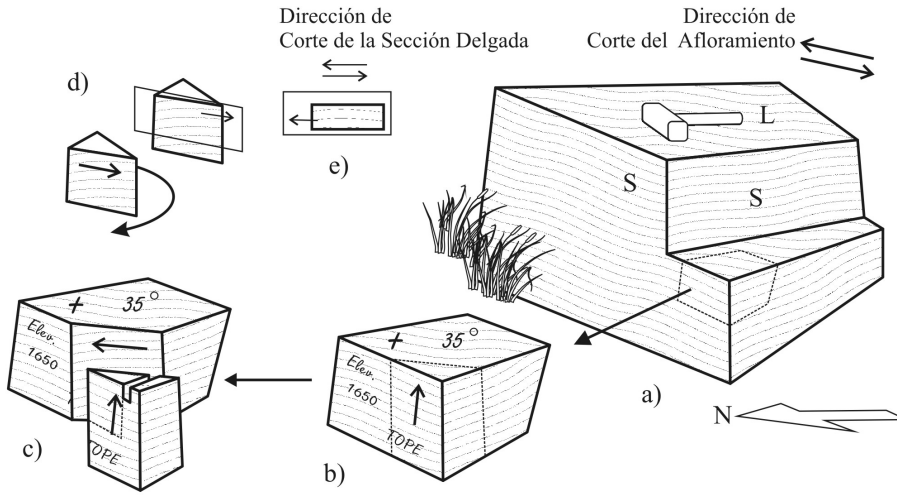


Figura 6.4 Método para obtener muestras orientadas [328]. **a** Afloramiento; **b** muestra de mano obtenida del afloramiento; **c** extracción de una sub-muestra; **d** corte para obtener una sección delgada; **e** sección delgada.

Cuadro 6.2 Longitudes mínimas para extracción de núcleos de roca.

Diámetro en pulgadas	Diámetro en mm	Longitud de la muestra en m
1 1/2”	38,1	0,15
2”	50,8	0,15
3”	76,2	0,20
4”	101,6	0,25
6”	152,4	0,35

subterráneas para cargar los explosivos) o emplear técnicas de escalado (más usado en la descripción de macizos al aire libre).

En el caso que se empleen las técnicas de escalado, es necesario el sostenimiento del equipo de perforación liviano y del operador, por separado. Asimismo, esta regla se aplica en las tareas de instalación y desinstalación del mismo. El perforista ideal para este tipo de trabajos debería tener cierta experiencia en escalar paredes verticales. No obstante, es poco común encontrar ese requerimiento de aptitudes duales. Por lo que el equipo de trabajo en esta situación deberá estar compuesto por un especialista en escalado en roca (que es el líder del grupo), el perforista (que tendrá un rol de seguidor) y al menos una persona de apoyo. Las técnicas para que el líder y perforista asciendan a una pared de roca son abstraídas del deporte de escalado en roca.

Figura 6.5 Extracción de rocas con la máquina manual de perforación de núcleos (HCDM).

En primer lugar, el líder deberá subir e instalar dos sistemas de anclajes, uno para la línea de ascenso del perforista y otro para la línea de ascenso del equipo, ambos independientes; de modo que en el extremo caso que la línea que sujeta el equipo fallase, ésta no influya en el sistema de seguridad del perforista. La forma de armar los anclajes para el sistema del equipo deberá incluir poleas fijas y móviles para disminuir la carga en un solo punto. Luego, el perforista sube en la línea que ascendió el escalador líder; y luego el equipo es ascendido en la línea destinada para el mismo. Para instalar el equipo en el sitio, el perforista y el escalador líder deberán buscar puntos de anclaje seguros para sujetar el equipo perpendicular a la pared y crear una fuerza de reacción normal. En esa etapa es necesario tener ciertos criterios para estimar el tipo de cuerda, anclajes y poleas necesarias. Otros procedimientos pueden emplearse de acuerdo al criterio del especialista.
Los accesorios que se usan para los sistemas del escalador líder y perforista son:

- cuerda de núcleo de nylon con fibras, con un diámetro de 10 mm a 12 mm y longitud máxima de 50 m;
- mosquetones (*carabiners*) de aluminio sólido, que pueden soportar hasta 20 kN (2,0 ton) de fuerza de tracción;
- arneses;
- frenos (*belay devices*), que tienen el objetivo sujetar la cuerda para evitar que se caiga la carga, están disponibles en las formas de ocho y ATC;
- anclajes (*anchors*), dispositivos SLCD, que se sujetan a cualquier espesor de fisura. Dispositivos de protección monolítica, que pueden soportar hasta 2 kN (0,5 ton).

En este sentido, los anclajes se colocan en las discontinuidades de modo de tener un factor de seguridad de tres unidades. Por ejemplo, si se generará una carga dinámica de 13,7 kN (1,4 ton) el sistema de anclajes tendría que soportar una carga de 41,1 kN (4,2 ton).
Para la obtención muestras de forma de paralelepípedos se usa un equipo liviano muy similar de los que se usan para cortar placas de piedra de las canteras con fines ornamentales, y el proceso se llama *muestreo por cable* (*wire sampling*). Éstos usan cables de corte tipo rosario, que es un cable que tiene cada cierta distancia (e.g. cada 2,5 cm) un botón cilíndrico metálico con el perímetro con diamantes de corte llamado *diamond bead*. Este cable es guiado por dos poleas piloto/guías y su movimiento es propulsado por un motor. En la longitud que se hace el corte, el cable está traccionado. El cable está protegido con plástico o goma. La velocidad de desplazamiento del cable es de $18\,\mathrm{m\,s^{-1}}$ a $30\,\mathrm{m\,s^{-1}}$ y la velocidad de corte es de $1\,\mathrm{m^2h^{-1}}$ a $7\,\mathrm{m^2h^{-1}}$. La vida del cable puede variar de 6 a 14 metros cuadrados de corte por metro de cable. La Figura 6.6 muestra el esquema del uso de este equipo.

Figura 6.6 Corte de roca con cables tipo rosario. **a** Cable tipo rosario; **b** botón de diamante *diamond bead*; **c** cable traccionado durante el corte de la roca.

6.1.2. Extracción con químicos

La roca se puede romper y cortar sin el uso de explosivos con el uso de agentes químicos expansivos o también llamados *agentes de demolición sin sonido* o *agentes no-explosivos* (*Soundless Chemical Demolition Agents*: SCDA). Los SCDA sustituyen a los explosivos en algunos materiales rocosos en situaciones donde se necesitan mayores controles durante el corte, por ejemplo en las canteras. El proceso se hace a pequeña escala, por tanto es útil para la extracción de muestras. Sin embargo, se reportaron casos en canteras donde estos agentes se usaron en forma masiva para trabajar los macizos rocosos.
Los SCDA son materiales pulverizados que al mezclarse con el agua se expanden. Si la expansión ocurre en un espacio confinado como en un hoyo de perforación, este proceso genera una considerable presión, lo suficiente como para romper el material rocoso si se programa una serie de hoyos sistemáticos separados de forma apropiada y continua en el volumen de macizo rocoso que se trabaja. La reacción química genera calor hasta que la mezcla cristaliza y se expande. Dependiendo del SCDA, esta acción puede tardar entre 15 minutos a 24 horas. Las marcas de referencia de estos agentes son por ejemplo: KRAS, BRISTAR, y FRACT AG.

6.1.3. Extracción mecanizada

La extracción mecanizada de muestras es un producto de los procesos de barrenación o perforación del macizo rocoso. De este modo en la siguiente sección del presente libro se hace una descripción de los métodos de barrenación (Sección 6.3) y de perforación (Sección 6.4).

6.1.4. Cuarteo de muestras

Muchas de las veces, el tipo de muestras disponibles en la actividad de extracción, son bloques de roca muy grandes para el manipuleo y transporte (e.g. bloques de mas de 0,5 m^3 de volumen), lo cual precisará de un proceso de *cuarteo*. Para cumplir con el trabajo de cuarteo, se observó algunas veces el empleo de explosivos, sin embargo es una técnica muy informal e insegura, y la mayoría de las veces el poder de los explosivos puede ser demasiado alto para el volumen de roca que se desea fragmentar.
El cuarteo es mejor practicarlo de forma manual mediante el empleo de martillo y cincel, clavos y agujas; empleo de químicos; uso de taladros de percusión (e.g. martillos de mano, martillos neumáticos de percusión)[Figura 6.7a]; o cortadores con hojas circulares diamantadas (Figura 6.7b).

Figura 6.7 Herramientas mecánicas para cuartear una muestra de roca. **a** Martillo neumático; **b** cortador de hoja circular diamantada.

Las agujas (*feathers*) son herramientas construidas con planchas de acero resistente que tiene la forma del perímetro de un cilindro partido a lo largo de su mayor longitud. En cada hoyo de perforación se introducen dos agujas, y por el hoyo formado por éstas se introduce un clavo cuya sección transversal aumenta a medida que se acerca su cabeza. En la medida que el clavo penetra a través de las dos agujas, se genera una fuerza de tracción en el hoyo. El clavo puede penetrarse por fuerzas dinámicas a través de golpes de martillo o por fuerza estática a través de una prensa hidráulica que imprima una presión de empuje de al menos 50 MPa. Esta última herramienta se la llama *partidor hidráulico* (*hydraulic splitter*).

Si se colocan varios hoyos seguidos y a cierta distancia en una misma línea, las fuerzas de tracción formarán un plano de corte que cortará la roca en la dirección y lugar deseado. La fuerza de tracción que puede producir está técnica puede ser de 800 kN a 4 MN. En bloques muy grandes o muy resistentes a tracción, donde es imposible romper con una sola hilera, se pueden introducir más de dos hileras en paralelo; de este modo se aumenta la fuerza de tracción necesaria. La Figura 6.8 muestra el esquema del procedimiento sugerido para hacer el corte de la roca por este método.

Antes del corte es necesario programar los planos de corte, esto es importante cuando se tratan de rocas anisótropas que tienen unos planos más débiles que otros. En las rocas cuya fractura es concoide al golpe de martillo, esta técnica puede no brindar una superficie lisa

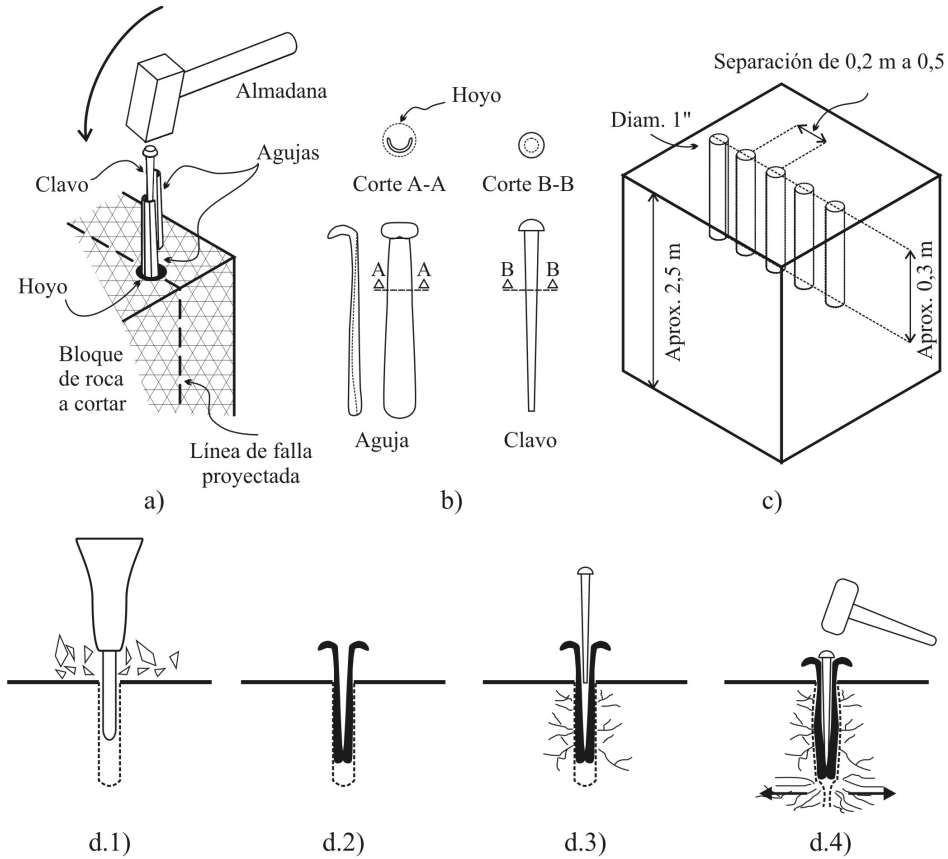


Figura 6.8 Procedimiento que se recomienda usar para el cuarteo de bloques de roca con el uso de taladros, agujas y clavos. **a** Modo de uso y operación de las herramientas para abrir la roca en un plano proyectado de falla; **b** detalle de las agujas y clavo; **c** ejemplo de disposición, profundidad y espaciamiento para un bloque cúbico de 2,5 m de lado; **d** esquemas de las fases del procedimiento del uso y operación de las herramientas para el corte: *1* perforación de hoyos con martillo neumático, *2* colocado de las agujas en los hoyos, *3* posicionamiento del clavo entre el par de agujas, *4* penetración del clavo a golpes de almádana donde se generan esfuerzos de tracción para formar el plano de falla deseado.

y paralela al plano de corte programado. Asimismo, es importante definir el espaciamiento de cada hoyo donde se colocarán las agujas y clavos, el diámetro y profundidad de cada hoyo; tomando en cuenta la resistencia a tracción de la roca que puede ser estimada a través de ensayos indirectos, como ser las pruebas esclerométricas con el martillo Schmidt.
También esta técnica se usa en paredes expuestas, donde al menos dos caras son accesibles y una de ellas posibilita el desplazamiento.

6.1.5. Transporte y almacenamiento

La muestra puede dañarse cuando no se toman ciertas precauciones durante el transporte. El medio de transporte, la distancia recorrida, la suavidad del viaje y el manejo de las muestras durante la carga y descarga (*handling*), son factores importantes para mantener inalteradas las propiedades de la roca en las muestras. Por todo esto, es indispensable que las muestras se almacenen en cajas diseñadas para ese especial fin. El manipuleo de las muestras en la carga y descarga se hace con el cuidado de no golpear o dejar caer las muestras. Si una muestra cae por alguna razón, esto debe registrarse y ser tomado en cuenta para la realización de los ensayos. Prevea el transporte adecuado de las muestras envueltas en material a prueba de golpes para mantener su integridad (e.g. bolsa burbuja) y además tome las previsiones necesarias para mantener el contenido natural de agua de ellas.
También es menester asignar un número de identificación para cada muestra en el inventario. El número de identificación tiene que ser lo menos complejo posible para evitar errores en el registro de resultados y se recomienda que tenga alguna relación con la procedencia de la muestra (e.g. posición, profundidad,, localidad). Sin embargo, la profundidad de la extracción es el dato que no hay que olvidar registrar. Si es posible, ni bien se obtenga la muestra ella tiene que ser escogida para un tipo de ensayo. Si es así, se registra el tramo al que ella pertenece y el tipo de ensayo que se le practicará. Las muestras extraídas por cualquier proceso necesitarán de un sitio de almacenaje temporal y luego uno definitivo. El sitio escogido para almacenar y preservar las muestras en forma definitiva tiene que ser de tal forma que éstas sean recuperables con facilidad. El ambiente del sitio no puede ser agresivo para que no altere las propiedades de interés de las rocas en especial el contenido de humedad. El sitio definitivo podría estar disponible por al menos 15 años, para poder conformar las llamadas *litotecas*, cuyo manejo de bases de datos se rigen de acuerdo con un semejante sistema bibliotecario.
La norma ASTM D4220 [43] sugiere varios procedimientos para el transporte de muestras de suelos y la ASTM D2113 [32] y en especial la ASTM D5079 [57] sugieren la forma de transportar y proteger los núcleos de roca.

6.2. Barrenación y perforación

Barrenar es el método de exploración de sub-superficie de avanzar un hoyo en el subsuelo, encamisado o no, por acción percusiva; mientras que *perforar* es el método de exploración de sub-superficie por una predominante acción de rotación.
Los diámetros comunes para fines geotécnicos de los métodos de barrenación y perforación están del orden de los 75 mm a 600 mm. Las profundidades para fines geotécnicos pueden alcanzar hasta los 500 m. Se dice que un hoyo de barrenado o perforado es raso para profundidades hasta los 30 m (algunos autores señalan hasta 50 m).

Es posible barrenar y perforar de forma manual o con equipos portátiles mecánicos, hidráulicos, neumáticos, eléctrico-mecánicos, con la ayuda de fluidos de perforación como aire, agua, lodo o espuma. Estos equipos están montados sobre vehículos de desplazamiento de llantas u orugas. Una amplia variedad de equipos y técnicas de barrenación y perforación están disponibles para acomodarse a las variables condiciones que pueden encontrarse en la sub-superficie.

Los métodos mecánicos de potencia de barrenación y perforación pueden clasificarse en tres grandes grupos: percusión, rotación y roto-percusión. Dentro de los métodos de percusión se tiene el método de barrenación ligera por cable, barrenación por lavado de hoyo, barrenación con martillo y martillo de fondo. En los métodos de rotación se tienen: los de corte, rascado y triturado. El método de roto-percusión es una combinación de los dos anteriores, que usan sistemas más complejos para generar la rotación y la percusión a la vez.

Las barrenaciones y perforaciones pueden ser métodos exclusivos del programa de exploración o pueden ser un complemento de un programa de excavaciones y ensayos en sitio. Dentro de la exploración geotécnica, el principal objetivo de las perforaciones y barrenaciones es la de penetrar el subsuelo con extracción de muestras y realizar ensayos dentro de los hoyos, por lo que la elección de la máquina de barrenar o perforar es importante. En un lugar inaccesible, las máquinas portátiles tienen ventajas. Las operaciones de barrenación o perforación dependen del suministro de agua, y la ausencia en el lugar puede implicar bombear agua desde grandes distancias o emplear cisternas.

En todo trabajo de barrenación o perforación existen dos problemas comunes:

- el colapso de las paredes del hoyo;
- el levantamiento de la base del mismo.

El último ocurre en casi en la totalidad de los hoyos, sea arriba o debajo del nivel freático, debido a la liberación del esfuerzo vertical por la extracción del material. Este aspecto es más severo en bases de hoyos que están debajo del nivel freático, debido a que el flujo de agua que rodea a la base del hoyo altera las condiciones iniciales del material. El levantamiento de la base del hoyo se minimiza si se mantiene todo el tiempo el nivel del fluido de perforación igual o por encima del nivel freático.

El colapso de las paredes del hoyo depende de la naturaleza del material que lo circunda, la profundidad del mismo y también la posición del nivel freático. En general, los hoyos no encamisados por encima del nivel freático se mantendrán estables excepto en macizos muy fracturados y porosos. En rocas sanas y con alta cohesión de sus minerales, los hoyos de perforación pueden permanecer abiertos por una considerable distancia por debajo del nivel freático; sin embargo, el peligro del colapso se observó en casos en el cual las discontinuidades forman pequeños bloques, que debido a la presencia de su material de relleno, éstos se deslizan hacia el eje del hoyo. Esta situación obliga a perforar una o más veces la porción del hoyo e incluso puede ser una causa de la pérdida de la parte inferior de la sarta, por un fenómeno que se denomina *atrape*. En material no-consolidado, es una práctica común de estabilizar los hoyos aquellos debajo del nivel freático, mediante el hincado de

barras de encamisado (*casing*), con el buen empleo de fluidos de perforación, inyecciones o métodos de congelación.
Las barras de hincado y las camisas, de 0,3 m a 3,0 m de longitud, se ensamblan una con otra a medida que se hincan, se presionan o se perforan en el material no-consolidado mientras progresa el hoyo.
En general, las barras se hincan a golpe o se penetran a fuerzas estáticas con equipos dotados de cilindros hidráulicos, mientras que las camisas se penetran con una acción combinada de rotación y fuerza estática, porque no son tan rugosas como las barras de hincado. No obstante, a ciertas y apropiadas condiciones, la camisa puede ser también hincada. Cuando se hinca la camisa se protege su extremo inferior con una *zapata* de acero fundido endurecido. La zapata se parece a un acople en tamaño y forma, pero tiene un borde inferior más grueso. Cuando se penetran las camisas se usa una zapata con impregnaciones de diamantes o insertos de carburo de tungsteno.
Las principales diferencias entre la barra de hincado y la camisa son: el espesor de su pared, el tipo de rosca y el diseño del acople. La barra de hincado es más fuerte y por esto se prefiere cuando la misma será sujeta a altos esfuerzos durante su instalación. Las barras de hincado son por lo general de peso estándar ó extra-pesadas, y de acero negro con costura soldada o de acero sin costura. Si el estrato de material no-consolidado es de poco espesor las barras pueden ser de peso estándar. Por el contrario, cuando el estrato de material no-consolidado es de gran espesor y donde se cree que el hincado será dificultoso, las barras deberán tener del tipo extra-pesadas. Muchos perforistas prefieren usar las barras extra-pesadas para todos los trabajos porque duran más tiempo y pueden ser reutilizados.
Las barras de hincado están disponibles para diámetros internos nominales desde 50 mm hasta 152 mm. La barra estándar viene con acoples externos, que tiene su diámetro externo mayor que el diámetro externo de la barra. Y las extra-pesadas vienen con acoples lisos, de diámetros externos de los acoples iguales a los diámetros externos de las barras y son de acero optimizado.
El fluido de perforación en su condición más simple es agua, y luego puede estar conformado de mezclas de agua con otras sustancias. El uso de agua sin aditivos se restringe a hoyos en macizos rocosos.
Los fluidos de perforación, cuando se usan sin camisas, tienen doble función: de soportar las paredes del hoyo y de actuar como medio de transporte de los residuos de las perforaciones. Lo importante es que estas sustancias produzcan una suspensión que tendrá el objetivo de soportar las paredes de del hoyo perforado por medio de su alta gravedad específica y tixotropía; también tienen la función de proveer un forro impermeable (*mud cake*) que se forma en el contorno de las paredes de la perforación. Los fluidos de perforación basados en suspensiones de arcillas grasas y agua se usan para soportar hoyos perforados en suelos no-cohesivos y arcillas débiles. No obstante, estas suspensiones no son satisfactorias desde el punto de vista técnico y es más común usar productos comerciales para dicho fin (e.g. Aquagel, Quickgel, Volclay, productos patentados de Baroid). Estos productos consisten de arcillas tixotrópicas muy coloidales con varios aditivos químicos que forman geles y que proveen una suspensión más uniforme y operable.

Una de las suspensiones más comunes para condiciones de trabajo normales es la mezcla aproximada en peso de 6 % de bentonita con 84 % de agua. Los materiales no-consolidados permeables requieren una proporción de bentonita mayor, en cantidades que se establecen durante el proceso de perforación guiada por trabajos pasados hechos en materiales similares. La principal ventaja de perforar con lodos de perforación es el bajo costo cuando se comparan con el uso de camisas y tubos, y además tiende a minimizar los esfuerzos en el material en los lugares adyacentes de la perforación. La mayor desventaja es que no se puede usar en hoyos donde se realizarán pruebas de permeabilidad u hoyos que serán usados para evaluar su condición ambiental.

Las espumas de perforación también se usan como una alternativa de fluido de perforación. La espuma es un material de baja viscosidad y biodegradable, similar en consistencia a la crema de barbear, que tiene alta capacidad de remover los desperdicios de la perforación. La baja velocidad en la cual la espuma se bombea al hoyo provee la ventaja de minimizar la alteración de las paredes del hoyo. El empleo de la espuma es útil para perforar hoyos en presas ya construidas y en hoyos por encima del nivel freático.

Las inyecciones son usadas para estabilizar porciones de hoyos que pasan por materiales que son susceptibles al derrumbamiento. Esto incluye algunos depósitos de grava; depósitos de gravas con bolones; o formaciones de roca que están fracturadas o contienen cavidades, fallas o fisuras. Las inyecciones serán introducidas a la formación inestable ya sea por gravedad o por presión, dependiendo de la naturaleza del material inestable. En cualquier caso, la inyección estará presente en el hoyo de perforación desde la base hasta el nivel que se inyectó, por lo que hay que re-perforar el hoyo, lo cual es una desventaja en el proceso de perforación. No obstante, una ventaja de este método es que posibilita continuar el trabajo de perforación del hoyo con el mismo diámetro.

Una vez finalizada la barrenación o perforación se procede a tapar los hoyos, actividad que muchas veces en el medio no es hecha ni fiscalizada; situación que debe mejorar de aquí en adelante como una buena práctica ambiental. En muchos casos el material extraído del mismo hoyo de perforación es suficiente para dicho cometido. No obstante en casos donde se haya encontrado aguas artesianas, el tapado del hoyo de perforación es esencial para prevenir el movimiento de aguas de un estrato a otro, y de este modo evitar la contaminación de aguas subterráneas.

Por ejemplo en perforaciones realizadas en el terreno debajo o adyacentes a los embalses de las presas o tanques, y en los lugares donde se construirán estructuras de fundación, el tapado de los hoyos es obligatorio. Los hoyos en sitios aguas arriba de la presa se deben sellar si el perfil de perforación mostró estratos permeables. El material de inyección es una mezcla que evita la expansión y genera buena adherencia. Por ejemplo, es adecuada una mezcla de 88 % a 92 % de cemento Portland con 12 % a 8 % de bentonita. En caso en que se desee aumentar el peso unitario del sello, se puede añadir un porcentaje de 12 % a 8 % de Baritina (i.e. Sulfato de Bario).

A continuación se describen en dos secciones por separado los métodos de barrenación y perforación. Se verán tanto métodos para suelos como para rocas, debido que en la mayoría de las veces primero se penetra el suelo antes de la roca.

6.3. Barrenaciones

Si la longitud de hoyos de perforación es baja, los métodos de barrenación son más económicos para realizar hoyos, si se comparan con los métodos de perforación. Dentro de los métodos de barrenación se tiene el método manual, el ligero a percusión por cable, el de lavado de hoyo, el tipo Becker y el neumático.

6.3.1. Barrenación manual

En lo que concierne este método, se tiene el más simple que es para material no-consolidado. Consiste en generar un golpe dinámico al dejar caer la barrena al suelo. Su uso está limitado a 1 m de profundidad. La herramienta consiste de una barra sólida y pesada con el extremo inferior tallado en forma de paleta o en forma cónica, que se llama *barrena*. Este método sirve para excavar en materiales duros y suelos con gravas y bolones.
Otro método de barrenación manual es a través de equipos ligeros a percusión que funcionan a aire comprimido, denominados *air legs* (Figura 6.9). Éste sí posibilita penetrar material rocoso a poca profundidad; igual al anterior mencionado a máximo 1 m.

Figura 6.9 Barrenadora a percusión accionado por aire comprimido *air leg* [168].

6.3.2. Barrenación ligera a percusión por cable

Este método es de rutina en la exploración de suelos a más de 3 m de profundidad. El equipo contiene un guincho alimentado por un motor, un trípode de elementos metálicos (e.g. cercha metálica), que puede ser desarmado y acomodado a un remolque. El motor del equipo es de alrededor de 9×10^3 J s^{-1} (12 HP) de potencia, que da una fuerza de extracción a través del guincho de 20 kN (2 ton). El Cuadro 6.3 muestra tres equipos de esta naturaleza, como referencia.

Cuadro 6.3 Equipos de barrenación ligera a percusión por cable.

Modelo	Dando 100	Wayfarer 750	MK-II
Potencia motor en kJ s^{-1} a vel. angular en m^{-1}	6@1500	8@3000	16@2000
Capacidad del guincho en línea simple en kN	7,5	7,4	9,8
Capacidad de trabajo de la torre en kN	4,9	3,9	4,9
Peso total en kN del equipo sin barras	10,5	8,4	12,4
Long. máxima en m para diam. máximo en mm	20 con 200	20 con 250	76 con 150

Este método es más apropiado para arcillas duras sobre-consolidadas, rocas blandas cohesivas como la Arcillolitas y Lutitas. El rendimiento de perforación es muy bajo en comparación con los otros métodos mecánicos existentes. Los hoyos se avanzan mediante acción percusiva. La energía de destrucción se la consigue por el peso propio de la barrena hueca regular (*chopin bit*) y las barras barrenadoras sólidas, que se dejan caer de 1 m a 2 m accionados por el guincho y cable, lo que posibilita cortar las piezas del suelo cohesivo o roca suave. Por lo general no se necesita agua, no obstante en arcillas se emplea agua para suavizar las mismas. Las partículas se almacenan en el interior de la barrena hueca regular. La muestra es cortada en la base y retenida en el tubo por una anilla. Si bien la muestra es retenida, ésta no es del todo, y se hace necesaria la limpieza del fondo del hoyo. Otras barrenas tienen formas que aumentan el rendimiento de penetración; por ejemplo, la barrena madre Hubbard y la barrena madre Hubbard torcida.

Para el caso de suelos no cohesivos, se han diseñado retenes tipo compuerta en la parte inferior de la barrena, no obstante ésta no es eficiente. Asimismo es necesario encamisar el hoyo si se desea barrenar con este método, y esto implica aumentar una fase más en la rutina de perforación, que hace el procedimiento aún más tediosos y lento al incorporar más herramientas como camisas, yunque, etc., e incorporar una masa de hincado. Aún así, se presentan dificultades durante el barrenado a través de la camisa, y el desgaste de la camisa y barrena es mayor.

Las herramientas que se emplean para el encamisado son las zapatas para encamisado con punta dentada o lisa, camisas de diámetros nominales de 150 mm a 300 mm, abrazadera de camisas, cabezal yunque, colgador de camisas. Las herramientas que se emplean para la

barrenación son: barrenas huecas de recuperación con zapatas planas para arcillas, retenes para barrena de arenas y arenas, barrena tipo California, barrena tipo paleta, barras sólidas barrenadoras y colgador de barras barrenadoras.

6.3.3. Barrenación por lavado del hoyo

La barrenación por lavado de hoyo usa puntas cerradas con orificios, por donde sale el fluido de circulación que es bombeado desde la superficie y es conducido a través de barras huecas de barrenación, que posibilita el lavado del hoyo cuando sale por las paredes externas de las barras.
El método se usa en suelos mixtos cohesivos y no-cohesivos, suaves y duros donde se desea avanzar en profundidad, para que a ciertos intervalos se puedan extraer muestras en forma discontinua por otros métodos y extractores de muestras. No obstante, el método no penetra en suelos gravosos o en roca. El equipo comprende un trípode liviano de tubos unidos en su extremo donde se acopla la roldana, guincho y bomba de lodos acoplados ambos a un motor.
La forma de estabilizar el hoyo de perforación puede realizarse mediante encamisado metálico, que es hincado a percusión a través de la caída de un lastre contra un yunque que se apoya al cabezal del encamisado. El encamisado tiene una zapata hueca en la parte inferior. Cuando circula el fluido, las partículas con el mismo salen por la cavidad anular formada entre el encamisado y las barras de perforación. Cuando se emplea encamisado metálico es preferible usar agua sin aditivos ni lodos. El encamisado por hincado es limitado hasta ciertas profundidades.
Otra forma de evitar el derrumbe de las paredes laterales, es el empleo de lodo de bentonita (una combinación de bentonita, arcilla y agua) como fluido de circulación, ya que provee una presión hidrostática en las paredes laterales mayor a las que producen el derrumbe de las paredes. No obstante se tiene el problema que los orificios de circulación de agua de la punta de la barrena se tapen con frecuencia. Para evitar la socavación de la boca del pozo, se aconseja poner un encamisado superficial con un acople tipo $\top$ para el desvío de agua.
La punta de la barrena avanza en profundidad por el suelo cuando se levanta y se deja caer todo el sistema (punta-barrena y barras). La energía es suministrada por la energía potencial de toda la masa del sistema de barrenación.
El procedimiento es el siguiente: después de que la muestra se saca a la superficie, una longitud del encamisado se hinca al suelo. Esta tarea necesita adjuntar al acople en la parte superior de la camisa: una pieza guía y a la vez de extracción que consiste de un cabezal de hincado metálico; una longitud extra de tubería pesada (i.e. martillo guía); y una tubería de acople para hincado (*collar jar*). El martillo se inserta entre la cabeza de hincado y el acople. Este martillo es un cilindro metálico pesado con un orificio a lo largo de su eje axial largo como para acomodarse a la guía del mismo. Luego éste es levantado por el cable, que

tiene dos o tres vueltas alrededor del tambor (*cathead*), y se deja caer de forma libre hasta transmitir su energía a las camisas cuando choca contra el cabezal de hincado.
El peso del martillo y la altura de caída son estándares, por lo que se puede obtener en cualquier pozo la resistencia a penetración a través del número de golpes por metro requeridos para hincar el encamisado. El contar los golpes de penetración del encamisado se usa también para delinear la conformación de los estratos, pero no es tan satisfactorio como contar los golpes de penetración del hincado de un extractor de muestras, ya que la camisa ofrece resistencia a fricción entre en la punta y las paredes; y esto depende si los acoples de las camisas son iguales (junta enroscada) o de mayor diámetro que el diámetro de la camisa. Este problema no existe con el extractor de muestras.
Para limpiar una sección de camisa, una vez haya sido hincada, la serie de herramientas de barrenación (constituida por las barras con sus barrenas, el *water swivel* y el elevador) se conectan a la bomba a través de una manguera resistente. El elevador se conecta a un cable y éste pasa a través de la polea hacia el tambor. Las herramientas se descienden hasta el nivel del suelo dentro del encamisado, y se bombea el fluido de circulación hacia la base del suelo dentro de las barras y la punta de la barrena, al mismo tiempo que la barrena se eleva y se deja caer a través del cable y el elevador.
Cada vez que las barras se dejan caer, éstas son rotadas a mano, por medio de una llave Stinson que se coloca alrededor de las barras o un mango que se ajusta a las barras. Este proceso de rotación ayuda a romper el material en la base del hoyo. Las partículas cortadas son llevadas a la superficie en el fluido de circulación que fluye a través del espacio anular entre las barras de perforación y el diámetro interno de las camisas o de las paredes de suelo del sector no encamisado.
Si el fluido usado es algún lodo, éste es descargado a un tanque de sedimentación, donde los residuos se sedimentan y el fluido es reutilizado. El lavado del hoyo es importante en el nivel de extracción de muestras, en este punto la punta de la barrena se eleva una pequeña distancia del fondo y se hace circular hasta que el fluido esté libre de residuos No obstante, la limpieza nunca es total, y los primeros centímetros de la parte superior del extractor de muestras contiene casi con frecuencia residuos del proceso de la barrenación.
La barrenación se continúa hasta la profundidad deseada para tomar muestras (por lo normal a un intervalo de 1,5 m a 3,0 m) o hasta encontrar un nuevo estrato evidenciado por el cambio de color del fluido o por el comportamiento de la barrena. Una vez removido y lavado el material a esa profundidad se extrae la barrena con sus barras y se introduce el muestreador. Al terminar el muestreo, se extraen las barras del muestreador y se hinca el encamisado hasta la máxima profundidad alcanzada. Si en todo ese proceso el hoyo de perforación se tapa, por ejemplo en suelos no cohesivos, la distancia a encamisar es más reducida.
El color y la textura de los residuos del material destruido y bombeado a la superficie dan una cruda indicación del tipo de suelo. Al usar lodo bentonítico la incertidumbre del tipo de material es aún mayor. Este método no es aceptable para la obtención de muestras. Alguna información puede obtenerse para inferir los cambios de estratos a través de la reacción de la barrena a medida que avanza o a través del color del agua de circulación. El agua pude

ser dirigida a un tanque de sedimentación para analizar los residuos de la barrenación. La punta de la barrena y barras pueden ser extraídas para proceder a la extracción de muestras en sitio y hacer los ensayos en la base de los hoyos.
Existen varios tipos de puntas de barrena cerradas, las más comunes son: la barrena de paleta, la barrena paleta puntiaguda (*chisel*) y la barrena cruz. Las barrenas paleta y paleta puntiaguda se usan en arenas, arcillas y rocas muy suaves. La barrena cruz se usa cuando se encuentran gravas, bolones o roca. El diámetro de las barrenas para exploración está por el orden de los 36 mm a 143 mm. Los martillos para el encamisado pueden ser de 34 kg a 270 kg. Es común usar martillos de 60 kg a 90 kg para hincar los extractores de muestras y de 90 kg a 135 kg para hincar los encamisados. Las alturas de caída de los martillos están de unit[0,3]m a 1 m.

6.3.4. Barrenación Becker

Un método para penetrar los suelos granulares de grandes dimensiones es a través de la barrenadora a martillo Becker. Este aparato, desarrollado por la Becker Drilling Ltd. de Canada, usa un pequeño martillo de hincado de pilotes a diesel con acción percusiva sin rotación, que hinca en el suelo un encamisado de acero de pared doble de 3 m de largo y 135 mm a 230 mm de diámetro (el más común es el de diámetro de 170 mm) con punta abierta ó cerrada, de material de aleación templada de acero y níquel. Otros tipos de relaciones de dimensiones de las camisas exterior e interior se muestran en el Cuadro 6.4.

Cuadro 6.4 Dimensiones de camisas de entibado.

Encamisado Doble	Diámetro externo de la camisa en mm	
	Camisa Exterior	Camisa Interior
Tipo 1	140 ($5^1/_2$”)	83 ($3^1/_4$”)
Tipo 2	168 ($6^5/_8$”)	87 ($3^7/_{16}$”)

Las partículas destruidas son enviadas a la superficie a través de aire comprimido que circula por el encamisado, llegan a un ciclón donde luego se depositan en baldes colectores. Esta técnica fue usada en suelos muy densos y pedregosos hasta 75 m de profundidad.
La perforadora de martillo Becker consta del martillo de percusión de acción simple o doble, compresora de aire, bomba de lodos y una unidad de rotación (usado sólo si se pretende extraer muestras por algún método de rotación, una vez alcanzada una profundidad deseada con el encamisado Becker), un cabezal hidráulico, extractores de camisas, mástil y un motor.

6.3.5. Barrenación a percusión neumática

Dentro de los equipos de barrenación neumática se tiene los martillos neumáticos simples u ordinarios y los martillos de fondo (DTH: *Down the hole*). Para pequeñas profundidades se usa un martillo neumático de superficie, mientras que para profundidades grandes se usa el martillo de fondo (Figura 6.10). El mismo sistema de aire comprimido realiza la tarea de llevar los materiales triturados y cortados a la superficie.
Para facilitar la destrucción del material en los hoyos profundos se usa espuma como fluido de lubricación y transporte. Especificaciones de martillos de fondo se muestran a continuación en el Cuadro 6.5.

Cuadro 6.5 Equipos para barrenación a percusión neumática.

Detalle	Mission SD-4 Shank	Mission SD-12 Shank
Peso del pistón sin la punta de perforación	440 N	6,1 kN
Distancia de caída del pistón	3,93”(100 mm)	4,13”(105 mm)
Masa del pistón	8,9 kg	120 kg
Energía del golpe	8,7 J	123,6 J
Presión del aire	690 kPa a 2,4 MPa	690 kPa a 1,7 MPa
Fuerza mínima de empuje recomendada	2,2 kN a 690 kPa	25 kN a 690 kPa
Fuerza máxima de empuje recomendada	8 kN a 2,4 MPa	44 kN a 16,2 MPa

Figura 6.10 Barrenas de percusión neumática de fondo (DTH).

6.3.6. Barrenación por circulación reversa

La barrenación por circulación reversa es una tecnología que se difundió desde mediados del siglo pasado y fue empleado en barrenaciones de gran diámetro asociadas a la producción de pozos de agua.

Esta tecnología consiste en que el *fluido de perforación* sea circulado hacia abajo a través del anillo externo formado por la *tubería de perforación* y la pared del pozo, y sea retornado a la superficie por el diámetro interior de la tubería de perforación. Este método fue introducido para penetrar materiales inconsolidados en áreas con altos niveles de agua, debido a que el *fluido de perforación* se represa en la superficie y éste fluye en el hoyo para dar una carga hidráulica a medida que se inyecta aire por el diámetro interno de la barras de la sarta. De este modo, la diferencia entre cargas hidráulicas promueve un flujo dentro estas barras, a razón de la inyección de aire, lo que posibilita que las partículas del material triturado (i.e. tajaduras) sean transportadas a la superficie.

Debido a que el fluido externo a las barras tiene una circulación lenta, se requiere en la superficie mantener la carga hidráulica a una altura constante. Asimismo, en el caso que la barrenación sea interrumpida, el represamiento del fluido en la superficie provee una carga hidráulica mayor dentro del pozo que estabiliza y mantiene abierto el hoyo.

Versiones posteriores de este método dispensa el aire comprimido y emplea bombas para hacer retornar el fluido *de perforación* a la superficie a través del diámetro interno de las barras, si se logra que las tajaduras estén en suspensión en el fluido.

Otra versión introducida por American Drill Co. fue de usar barras duales (una barra interna dentro de una externa) que forma y garantiza en todo la profundidad de la sarta el deseado anillo interno de circulación. Esto permitió mayores velocidades de flujo del fluido con la implementación de aire comprimido, y por consiguiente lograrán que las tajaduras lleguen a la superficie casi a la par en que eran trituradas en la base. De este modo, fue posible relacionar el material de superficie con el material de base en el momento de interpretar la barrenación.

Luego se aprovechó el alto rendimiento de la barrena de fondo de hoyo (*Down the Hole* [DTH] bit), y sin sacrificar la energía de éste al ser accionado también por aire comprimido, el método de barrenación por circulación reversa alcanzó gran popularidad en las exploraciones (llamado *Barrenación DTH con Circulación Reversa* e introducida por primera vez por Bakerdrill).

Hoy en día el método puede acomodarse no sólo a materiales inconsolidados sino a casi todo tipo de materiales: desde formaciones suaves y sueltas hasta formaciones duras, sin o con flujos, con altas o bajas presiones hidrostáticas o hirdrodinámicas. Además, la pérdida de fluido ya no es un problema y las muestras no son afectadas ni contaminadas por el fluido de perforación, que resulta en una ventaja en al exploración minera. Para ello, esta tecnología se complementa con métodos que acompañan el manipuleo de las partículas retornadas a la superficie, que consisten de trituradores y ciclones.

6.4. Perforaciones

Los métodos de perforación, al igual que con los métodos de barrenación, se aplican para la perforación de material no-consolidado y para la perforación del macizo rocoso. Sin embargo, son muy pocos los métodos que pueden perforar de forma eficiente ambos tipos de materiales.
En las siguientes sub-secciones se verá en forma resumida algunos métodos de perforación en material no-consolidado (Sub-secciones 6.4.3, 6.4.2 y 6.4.4). Tener conocimiento de los equipos y técnicas de perforación en este material es importante, debido a que la mayoría de las veces, el macizo rocoso no se encuentra expuesto en la superficie.
En lo que respecta a la perforación de macizos rocosos, los métodos que se emplean son: de perforación por corte anular (Sub-sección 6.4.5), de trituración (Sub-sección 6.4.6), y de roto-percusión ODEX (Sub-sección 6.4.7).
Existen dos propiedades que indican la habilidad de una roca a ser perforada: la perforabilidad y la estabilidad. La *perforabilidad* es la habilidad que tiene el macizo rocoso a ser penetrado a rotación o roto-percusión, mientras que la *estabilidad* es la capacidad del mismo a permanecer en sitio mientras se perfora. La perforabilidad depende de la tenacidad y la abrasividad del material rocoso, y de la resistencia a la rotura y el estado post-rotura del macizo rocoso. Estas propiedades varían en función a la profundidad de perforación, tanto por la variabilidad del macizo en sí como de su estado de esfuerzos (i.e. presión de confinamiento).
La *tenacidad* del material rocoso es la resistencia, que el material ofrece, a ser separado en piezas más pequeñas antes de alcanzar la resistencia máxima a rotura. Ésta no es equivalente a la resistencia a la rotura o a la dureza del material. Un material muy resistente a la rotura no puede tener una alta tenacidad (o viceversa). Tampoco un material duro tendrá por lo normal una alta tenacidad. La *abrasividad* es la capacidad de desgastar un material respecto del otro debido a la diferencia de durezas entre ambos; siendo la *dureza* la capacidad de un material de rayar a otro, o la capacidad de ser éste rayado por otro.
La resistencia a la rotura del macizo rocoso indica el límite donde el mismo mantiene sus características mecánicas iniciales. El estado post-rotura indica la condición de los nuevos bloques que se forman dentro del macizo y el estado micro-mecánico de cada bloque, una vez sobrepasada la resistencia a rotura. Este estado de post-rotura depende del nuevo estado de esfuerzos formado en el mismo y de la presión intersticial en el mismo. Si la presión en los intersticios es lo muy alta como para separar los nuevos bloques formados, el estado de separación de piezas es disperso. Por ejemplo, cuando la presión intersticial en el macizo rocoso es más baja que la presión hidrostática del fluido de perforación, existirá un efecto de presión negativa, y las piezas formarán todavía un macizo compacto. Por el otro lado, el estado de separación de los bloques mejora si la presión intersticial del macizo rocoso es mayor a la presión hidrostática del fluido.

6.4.1. Perforación manual

En material no-consolidado

En la perforación manual en material no-consolidado se emplea la fuerza humana para generar torsión, a través de la rotación de las barras y fuerza vertical de penetración a través del peso de las barras y el peso parcial del operador. Por esta razón, este tipo de perforación manual se limita para pocos metros de profundidad (e.g. 15 m); situación que se presenta en regiones montañosas de alta pendiente donde no es posible que se cree una espesa cobertura de suelo (e.g. en los valles intermontanos de la Cordillera de Los Andes). Sirve para llegar al macizo rocoso en forma controlada y a partir de allá proseguir con algún método mecanizado apto para este tipo de material.
El equipo consiste de un eje de barras, en cuyo extremo superior se tiene una barra transversal perpendicular al eje que se denomina *mango*, y en el otro extremo se inserta la broca. Existen varias brocas de perforación manual, desde 76 mm hasta 230 mm de diámetro, y cada una de ellas puede ser usada en materiales no-consolidados, cohesivos, libres de gravas o suelos granulares, y por encima del nivel freático o en la *zona vadosa*; hasta profundidades de 5 m a 6 m. Las brocas se dividen en: *cava postes*, brocas tipo tornillo, tipo helicoidales y tipo espirales (Figura 6.11).

Figura 6.11 Algunas brocas que se usan en el equipo de perforación manual. De izquierda a derecha: la primera es una broca tipo cava postes y las dos siguientes son brocas tipo tornillo, luego se muestran parte de las barras que se acoplan al equipo.

Las brocas tipo cava postes son la *Iwan*, tipo holandés, *Menard*, *Vicksburg*, tipo cuchara, entre otras. Los diámetros pueden variar de 16 mm a 230 mm. Este tipo de brocas retienen bien los materiales cohesivos, y no son muy apropiados en materiales debajo del nivel freático o suelos cementados. Sin embargo, con la broca *Menard* la profundidad de perforación puede ser mayor y se puede penetrar dentro del nivel freático, si se bombea lodo de bentonita al fondo del hoyo a través de las varillas huecas. La broca emphVicksburg no es apropiada para material no-consolidado que contiene gravas.
Las brocas tipo tornillo no son muy eficaces para la extracción de ningún tipo de muestras, según la propia experiencia, y muchas de las veces se daña más fácil la herramienta que la eficiencia de su extracción.
Como brocas helicoidales se tienen por ejemplo: la broca helicoidal de trayecto continuo (*fligth helicoidal auger*) que tiene núcleo sólido, y la broca helicoidal corta. Cuando se usa la broca helicoidal de trayecto continuo, debido a que a medida que se penetra ésta se requiere mayor torque, la profundidad se limita hasta los 3 m por el método manual. La broca helicoidal corta tiene la misma forma a la anterior pero con una longitud de 0,3 m y donde en su extremo superior se une a barras comunes.
Las brocas tipo espiral, son similares a las anteriores: por ejemplo la broca transportadora (*slip auger*) y la broca tipo gusano (*worm auger*). Éstas se usan tanto para materiales no-consolidados cohesivos como no-cohesivos, por encima del nivel freático. Los diámetros varían de 50 m a 90 mm de diámetro. Las brocas espirales fueron desarrolladas para los casos en que las brocas anteriores no trabajen bien. La broca espiral cerrada se usa en arcilla seca y suelos gravosos. La broca espiral cerrada es más útil en depósitos sueltos o poco consolidados. Su rango de diámetros también varía de 50 mm a 90 mm.

En macizo rocoso

El método de perforación manual puede ser hecho con las perforadoras como se mencionaron en el capítulo de toma de muestras.

6.4.2. Perforación por avance de hélice continua

El método de avance de hélice continua se refiere al método conocido en la literatura inglesa como *Continuous Fligth Augering*, éste ya es un método mecanizado y sirve para excavar materiales no-consolidados. Los hoyos de perforación se avanzan al rotar una broca continua en forma de tornillo sin fin o de tirabuzón, con la acción conjunta de aplicar una presión de empuje en el sentido de la perforación de modo de ayudar a la penetración (Figura 6.12). La broca continua está conformada por placas continuas y soldadas dispuestas según la ecuación de una hélice alrededor de un mástil hueco hasta el extremo inferior,

donde en este lugar tiene un cabezal de corte que según su forma se denominan de puntas de dedos (*finger type cuter head*) o de cola pez (*fish tail*). Ambos tipos están dotados de uñas para iniciar el rasgado del suelo. Este método no puede emplearse en gravas.
Con este tipo de broca el material es elevado a la superficie del terreno donde se recoge para su análisis. A medida que se introduce la broca al suelo, nuevas brocas son añadidas. Se tienen brocas de hélice continua desde 300 mm a 2450 mm de diámetro, que se usan en arcillas y otros depósitos no consolidados. Con este método se pueden alcanzar profundidades de hasta 30 m y no requiere de fluidos para su avance.
La broca de hélice continua con eje hueco (*hollow stem continuous auger*) mezcla el material de los estratos cuando gira y sube a la superficie por medio de la hélice, pero su núcleo hueco se emplea como encamisado para la realización de pruebas de penetración dinámica y la extracción de muestras inalteradas, lo cual compensa aquella deficiencia. El diámetro interno del núcleo hueco puede ser de 70 mm a 150 mm. Según el método de extracción de muestras que se use, se requerirá de fluidos para cumplir con el fin de extracción de muestras. Se observó en la práctica que las muestras inalteradas extraídas a través del núcleo de estas hélices son de mejor calidad que aquellos obtenidos de un hoyo donde el método de encamisado haya sido por hincado. Por otro lado, la broca continua con eje sólido tiene la desventaja que mezcla el material de un estrato con otro, de este modo uno no tiene maneras de diferenciar el cambio de propiedades del estrato perforado con los adyacentes.

Figura 6.12 Máquina de perforación con broca de hélice continua [76].

6.4.3. Perforación por hélice corta

Este método de perforación sirve para excavar materiales no-consolidados. Como su nombre lo indica, usa brocas cortas de hélice simple (Figura 6.13) y también de hélice doble. En el extremo inferior posee una *broca de base* adicional que realiza la penetración inicial antes de desgarrar el material por los dientes cortadores laterales al inicio de la hélice.
Según las características de la broca de base, pueden penetrar casi todos los suelos, inclusive aquellos que contienen gravas y bolones; e incluso pueden penetrar rocas suaves. Los ejes son sólidos y de sección cuadrada que se anexan a una barra denominada *Kelly*, que controla y transmite la rotación y la fuerza vertical.
La forma de obtener la muestra y de perforar al subsuelo no requiere de fluido, y consiste en avanzar la *Kelly* con la broca una profundidad igual a la longitud de la espiral, que llega a llenarse de suelo o material triturado. Luego se extrae el conjunto de tornillo y barras para extraer el suelo. El hoyo se avanza hasta llegar a la profundidad deseada. Si el tornillo es corto el tiempo de perforación es mayor, no obstante el tornillo largo necesita mayor longitud de la torre, mayor fuerza de torque y mayor fuerza de penetración y de extracción. Debajo del nivel freático, este método necesita de suelos no-cohesivos y de arcillas saturadas suaves para tener un soporte natural de las paredes, de otro modo se emplean camisas.

Figura 6.13 Broca de hélice simple y corta.

La máxima profundidad de penetración que se puede alcanzar con este tipo de brocas es limitada con la longitud de la *Kelly* que se puede anexar a la torre del equipo. En general se limita de 3 m a 6 m.

6.4.4. Perforación por balde

El método de perforación por balde se refiere al método conocido de la literatura inglesa por *Bucket Augering*, también se usa para la perforación de materiales no-consolidados. En este método se usan brocas tipo balde desde 300 mm a 2450 mm de diámetro. La broca consta de un cilindro metálico hueco que en su base circular inferior tiene algunos sectores con uñas abrasivas y cortantes que posibilitan cortar los suelos y las rocas suaves. Adyacentes a estas uñas existen orificios que posibilitan la entrada del material triturado y cortado a medida que se rota el balde (Figura 6.14). Las entradas de estos orificios están reforzadas para aguantar la fuerza de corte que se ejerce en el mismo.
Para aumentar el rendimiento de la excavación, se usan también baldes más largos. Los baldes son conectados a la barra *Kelly* que es rotada por una *mesa de rotación*. A la *Kelly* se le aplica fuerza vertical para obtener mejor penetración del balde hasta que se llene. Una vez lleno el balde se para la rotación y la sarta de tuberías más la barra *Kelly* son izadas hasta sacar el balde a la superficie del terreno, luego el balde es movido a un lado del hoyo

Figura 6.14 Broca tipo balde.

en la superficie, y se activa un mecanismo de disparo para abrir la base del balde y dejar caer el material excavado. Este método tampoco requiere de fluidos para su ejecución.
La mayor ventaja de este sistema es que posibilita una rápida excavación de hoyos profundos para un gran rango de diámetros. Una desventaja es que no se puede usar en materiales no-cohesivos debajo del nivel freático, debido a que el empleo de encamisado no está contemplado para este método.

6.4.5. Perforación por corte anular

Las formaciones rocosas competentes a poco competentes pueden ser perforadas con un corte anular a través de la acción rotativa de puntas abrasivas. El centro del anillo cortado genera una muestra cilíndrica llamada *núcleo* (*core*) que es retenida y depositada dentro de un tubo denominado *barril de núcleos* (*core barrel*).
El proceso por el cual el barril corta el hoyo anular en el macizo rocoso, crea un núcleo de roca y es recuperado en el interior del barril se llama en inglés *coring*. No se encontró traducción directa para el Castellano, por lo que se podría denominar por ejemplo *nucleado*, aunque esta palabra no está reconocida como término general de este proceso. La Figura 6.15 muestra el esquema general de uno de los equipos usados para perforar mediante este método. De forma eventual se puede usar también para perforar material no-consolidados compuesto por bolones de dimensiones mayores a dos pulgadas (51 mm). Sin embargo, el sistema se diseño de forma exclusiva para la perforación de material rocoso y de ningún modo se aplica para perforar materiales no-consolidados con partículas de diámetro menor a las dos pulgadas, que serían gravas, arenas y limos.
El método de perforación está sugerido por la norma ASTM D2113 referente a la *perforación y extracción de muestras de núcleos de roca con motivos de investigaciones del sitio* [32]. En forma general el procedimiento indica el uso de agua sin aditivos donde se hace circular a través de las barras de perforación por el método de circulación directa, para llegar al fondo del hoyo donde lubrica y refrigera la punta de corte y logra transportar las partículas cortadas a la superficie.
Durante las perforaciones se registra el tiempo de perforación efectiva, se controla la coloración del fluido que sale durante la perforación del material y se controla la cantidad de agua que retorna a la superficie. De este modo, se realiza un registro de perforación y el seguimiento litoestratigráfico, cuyo objetivo principal es de identificar el tipo de roca con la ayuda de las muestras recuperadas en los barriles.
El principal propósito de la perforación por corte y la extracción de núcleos es el mismo que el de extracción de muestras inalteradas en suelos, es decir de obtener una muestra intacta representativa del material en sitio. Sin embargo, la obtención de núcleos no alterados con sus fracturas intactas y sus zonas de corte es tan dificultosa como imposible, por lo que el

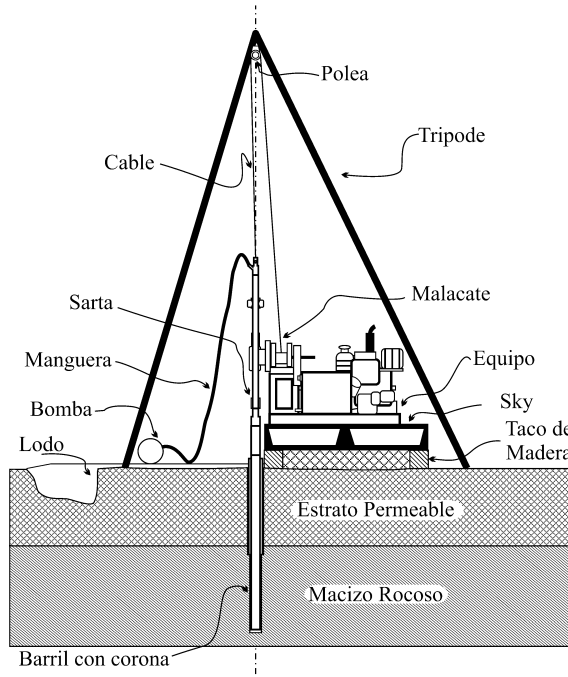


Figura 6.15 Equipo de perforación anular.

grado de alteración de la muestra depende, aparte del método de extracción, de la calidad del macizo rocoso.

Durante la perforación por este método se registra la profundidad de recuperación de cada núcleo, y se evalúa de forma preliminar la calidad del macizo rocoso.

También es aconsejable hacer un control de la calidad y desgaste de la punta de corte. Esto se realiza cuando la punta termina su vida útil. En este estado, se reportan las partes que el Cuadro 6.12 aconseja.

Cuadro 6.6 Planilla de control de desgaste de la punta de corte.

Marca	Parte	Núm. Serie	Tipo	Matriz	Estilo	Operador	Fecha Inicio	Longitud Total	Terreno
Hobic	02315	3C12/64	BWG	1	8 mm 8WW	V. Ortíz	2 Ago 05	325 m	Filita

Sarta de perforación

La sarta de perforación está compuesta por: 1) la broca o punta de corte, 2) el ensanchador (también llamado ensanchador o rima), 3) el tubo o barril muestrador, y 4) las barras de perforación. Existen una variedad de puntas de corte. Los elementos de corte que se instalan en los barriles pueden ser: 1) brocas de corona con diamantes superficiales, 2) brocas de corona con impregnaciones de diamante, 3) brocas de corona con inclusiones de carburo de tungsteno, y 4) brocas de corona dientes de sierra (Figura 6.16).

Figura 6.16 Parte terminal de la sarta de perforación, *1* corona diamantada, *2* ensanchador diamantado, *3* barril, *4* corona con insertos de carburo de tungsteno, *5* ensanchador con carburo de tungsteno, *6* barril, *7* sujetador de núcleo (*core lifter*), y *8* núcleo.

Las brocas de corona de diamantes superficiales y de diamantes impregnados se usan en los macizos rocosos competentes y duros o en terrenos no-consolidados aluviales con bolones de dimensiones mayores a las del diámetro del tubo. Según el tipo de material que se perfora, se define y escoge el material de la matriz; la cantidad, forma, tamaño y calidad de los diamantes y la forma de la corona; y el tipo, localización y número de rutas de agua necesarios. Las brocas de corona con incrustaciones de carburo de tungsteno se usan en rocas blandas, pizarras, lutitas, esquistos, arcillolitas y limonitas. Se usan las brocas corona tipo dientes de serrucho en arcillas sobre-consolidadas muy duras, o rocas blandas y suaves. El Cuadro 6.7 muestra la dureza de las matrices de las coronas de corte recomendadas para distintas condiciones del material rocoso y del macizo rocoso. El Cuadro 6.8 muestra las equivalencias de nomenclaturas de los tipos de matriz existentes de distintos fabricantes.

Cuadro 6.7 Durezas de las matrices de las coronas de corte.

T	H_{mc}	Tamaño mineral material rocoso	Calidad del macizo rocoso	Dureza del material rocoso	Tipos de Material Rocoso
1	MD	Grueso	Altamente fracturado	Muy blando	Conglomerados, Lutitas duras, Caliza, Arenisca
2	D	Granular mediano hasta grueso	De competente hasta fracturado	Medianamente suave	Dolomía, Granito meteorizado, Serpentinita, Peridodita
3	mD	Granular mediano hasta grueso	De competente hasta fracturado	Medianamente duro	Basalto, Diorita, Diabasa, Gabro
4	mB	Granular fino hasta medio	De competente hasta fracturado	Duro	Granito, Pegmatita, Cuarzo, *silicified volcanics skarns*
5	B	Granular fino	Competente	Muy duro	Diorita, Granito, Neis, Cuarcita
6	MB	Granular muy fino	Competente	Extremadamente duro	Horsteno, Jasperita, Cuarcita Vítrea, Riolita

T: Tipo; H_{mc}: Dureza de la matriz de la corona, MD: Muy Dura, D: Dura, mD: Medianamente Dura, MB: Medianamente Blanda, B: Blanda, MB: Muy Blanda

Cuadro 6.8 Equivalencias de nomenclaturas de tipos de matriz.

Proveedor	Tipo de dureza de la matriz de la corona, H_{mc}					
	1 MD	2 D	3 mD	4 mB	5 B	6 MB
Hobic	1 a 2	3 a 4	6 a 7	7 a 8	8 a 10	12 a 15
Boart Longyear	1	2	6 a 7	8	8 a 9	10
Christensen	Verde (2)	Gris (4)	Negro (6)	Azul (6–7)	Púrpura (7–8)	Oro (9–10)
CND Hoffman	H2 y H1	H5 y H6	H6 y H7	H7 y H8	H8 y H9	H9 y H10
Craelius	HH	HM	KH	KM y KX†	KS	KS y SS
Diaset	4	6	7	8 y 8F	HR40	HR60
Dimatec	MX2	MX4	MX6 y MX7	GX7	GX8	MX10 y MX12
Fordia serie Shark	1	2	6	7	8 y 9	10
JKS Boyles serie Tuff	5	5,6	6,7	7	8,9	9,1
Pilot	P-67	115 azul	10A plata	146 oro	146 oro	10-G blanco

† También conocido con la especificación C8 de Craelius.

Los ensanchadores tienen una superficie diamantada, impregnado con pequeñas partículas de diamante, insertadas en una matriz de carburo y tungsteno. Los diámetros de los barriles pueden variar desde un tamaño E hasta un tamaño H (según la nomenclatura adquirida por la DCDMA). La longitud de los barriles puede variar de 1 m a 3 m. El Cuadro 6.9, resume los varios tipos de barriles de corte y sus tamaños.

Cuadro 6.9 Diámetros externos e internos de las coronas, series DCDMA, Q y WG.

Designación Barril	Diámetro de la Corona del Barril en mm, Serie DCMA	
	Externo	Interno
EX	36,5	–
AX	47,6	–
BX	58,7	–
NX	74,6	–

Designación Barril	Diámetro de la Corona del Barril en mm, Serie Q	
	Externo	Interno
AQ	47,6	27,0
BQ	59,5	36,5
NQ	74,6	47,6
HQ	95,6	63,5

Designación Barril	Diámetro de la Corona del Barril en mm, Serie WG	
	Externo	Interno
AWG	47,6	30,1
BWG	59,5	42,0
NWG	74,6	54,7
HWG	95,6	76,2

Los métodos de extracción de muestras pueden ser; 1) el convencional o también llamado sistema antiguo, ó el método *wireline*, para los cuales se usan equipos y barriles especiales para cada caso.

Existen diversos barriles de diferentes diámetros que obtienen diámetros convencionales de los núcleos y del hoyo de perforación. La Figura 6.17 muestra un ejemplo de la dimensión del tamaño de núcleos de roca que se pueden obtener por este método de perforación con sus respectivas variaciones.

Según la norma CDDA se tienen dos tipos de barriles de extracción de núcleos: el *barril de pared simple* y el *barril de pared doble*. En adición, los barriles de pared doble pueden ser de eslabón fijo o giratorio WG, WT, WM; de gran diámetro y con tubo interno de recuperación (a este último también se le llama de pared triple, y los tubos internos pueden ser con o sin ranura longitudinal). Existen ciertas diferencias entre los tres tipos de barriles respecto a la calidad de muestras que se extraen. Por ejemplo, si se considera un macizo rocoso de muy buena calidad, los núcleos de roca obtenidos por un barril de pared doble son inalterados, mientras que los núcleos de roca obtenidos por el barril de tubo simple son alterados y fracturados por la torsión de la herramienta. En formaciones fracturadas y friables la recuperación de muestras es pobre cuando se usan barriles de pared simple o de pared doble, debido a que el tubo rígido rota al núcleo con el barril [251]. Si existen frecuentes bloques, la destrucción y trituración de los núcleos provocan un excesivo desgaste

de la punta de corte. Cualquier núcleo obtenido en barril de tamaño menor al BX tienden a fracturarse durante el proceso de corte, por lo que son alteradas. Los tipos de barriles de extracción de núcleos más comunes son:

- simple tipo WG;
- doble tipo eslabón giratorio tipo WG;
- doble tipo eslabón giratorio tipo WT;
- doble tipo eslabón giratorio tipo WM;
- doble tipo eslabón giratorio de gran diámetro;
- doble tipo eslabón giratorio con tubo interno de recuperación;
- triple.

Las barras estándares de perforación a diamantina son los tipos más comunes usados en perforación. Estas son de junta enrasada, huecas, sin costura, con roscas cuadradas y de acero templado. La rosca cuadrada mostró mejor desempeño y además posibilita el rápido corte y tarrajado en caso de producirse roturas. Las barras existen en varias series. Se tiene la serie convencional, la nueva serie estándar DCDMA y la serie *wireline* (Cuadro 6.10).
Las juntas de las barras se lubrican y se limpian de arena u otras partículas abrasivas antes de acoplarlas entre ellas. La lubricación evita que las juntas entre barras se ajusten en demasía (llamado también *agripe de las barras*). En adición a la acción de la lubricación y para evitar el agripamiento de las barras, se acostumbra a colocar alambre de amarre o pita entre las juntas de las barras de perforación. No obstante, otras recomendaciones señalan

Figura 6.17 Núcleos obtenidos por el método de perforación por corte anular.

Cuadro 6.10 Especificaciones de los barriles de la serie DCDMA.

Designación Barra	Diámetro en mm		
	Externo barra de perforación	Interno hoyo perforado	Núcleo
E	33,34	38,1	22,23
A	41,28	50,8	28,58
B	47,63	63,5	41,28
N	60,33	76,2	53,98

por el contrario que el agripado de las juntas de las barras es a debido a que éstas no se ajustaron con fuerza antes de la perforación, y por esta razón se genera una dislocación de los hilos de las roscas de las barras que sería la causante principal de tal agripamiento. En conclusión, no ajustar bien las juntas antes de la perforación puede dañar los hilos e inutilizar las mismas. Los lubricantes especiales para barras de perforación son por ejemplo el lubricante *ESSO's Rod Lube* y *Never Seez*, entre otros.

Fluido de perforación

El fluido de perforación para este método pueden ser agua con ciertos aditivos. Los polímeros comunes usados como aditivos de perforación para este método son el *Alcomer 120L*, *Minex 1330* y *Mindrill*; todos de Minex Inc. Estos aditivos se mezclan con el agua y proveen lubricación a la punta de diamantina y sirven para el transporte de las *tajaduras* fuera del hoyo. También se tienen polímeros secos como la bentonita de alta plasticidad *Wyo-Ben's*, bentonita granular *Enviroplug*, ambos también de Minex Inc. Baroid también tiene una variedad de aditivos para perforación.

Evaluación preliminar de la calidad del macizo

La evaluación preliminar de la calidad del macizo rocoso se hace una vez recuperados los núcleos de la sarta y después de la toma de fotografías; de acuerdo con los siguientes índices:

- índice de Sólidos Recuperados (S_I: *Solid Index*);
- índice de Relación de Recuperación (R_I: *Recover Index*);
- índice de Calidad de la Roca (*Rqd*: *Rock Quality Designation*).

Para estas estimaciones se registra todas las discontinuidades que sean naturales y se descartan aquellas que son producidas por golpes generados al sacar el núcleo de la barra de perforación.

El índice de sólidos recuperados resulta del cociente entre la longitud de sólidos recuperados (L_s), sin tomar en cuenta aquellas piezas menor al diámetro de los núcleos de esa perforación, sobre la longitud teórica que se debería recuperar (longitud de la corrida), L_c (Ecuación 6.1), expresada en tanto por uno.

$$S_I = \frac{L_s}{L_c} \tag{6.1}$$

El índice de relación de recuperación, resulta del cociente entre la longitud recuperada (L_r), que incluye las zonas trituradas, sobre la longitud teórica que se debería recuperar (longitud de la corrida), L_c (Ecuación 6.2), expresada en tanto por uno.

$$R_I = \frac{L_r}{L_c} \tag{6.2}$$

Una relación de recuperación igual a uno indicará un macizo rocoso de excelente calidad, y a medida que este valor es menor a la unidad, se deduce que el macizo rocoso explorado es de menor calidad. Para rocas muy fracturadas (i.e. de baja calidad) la relación de recuperación es menor a 0,5. Para rocas de buena calidad, la relación de recuperación de los núcleos por corrida (según un procedimiento estándares de perforación y equipo apropiados) es cercana a la unidad.

Cuando se mide L_r es importante tomar en cuenta que algunos núcleos de la actual corrida en consideración pudieron haber quedado en la base del pozo durante su extracción, y que algunos otros núcleos de la anterior corrida pudieron ser recuperados en la actual corrida (ubicados en la parte superior del barril y se los reconoce por la forma desgastada de estos pedazos de núcleo, presencia de material triturado o inclusive material en estado de partículas del rango inferior a las gravas).

El índice de calidad de la roca[2] (*Rqd*), es la relación de la suma de las longitudes recuperadas íntegras mayores a 0,1 m (i.e. $L_{rp>0,10m}$) respecto la longitud teórica que se debería recuperar (longitud de la corrida), L_c (Ecuación 6.3). Para obtener este índice se necesita como mínimo perforar en el diámetro NX (i.e. 54 mm) donde se sigue un método normalizado, por ejemplo la norma ASTM D6032: *Método para determinar la designación de la calidad de la roca (RQD) en núcleos* [68]. La calidad de la roca puede clasificarse según el índice *Rqd* de acuerdo con los límites que muestra el Cuadro 6.11.

$$Rqd = \frac{\sum L_{rp>0,10m}}{L_c} \tag{6.3}$$

Posterior a esta primera evaluación se deberá hacer una interpretación más exhaustiva de los núcleos en bodega (Ver la sección 6.4.9 para mayores detalles).

[2] En algunos textos el índice RQD se representa con la variable I_{RQ}.

Cuadro 6.11 Calidad de la roca respecto el valor *Rqd*.

Índice de calidad de la roca (*Rqd*)	Clasificación Macizo Rocoso
0 a 0,25	Muy Pobre
0,25 a 0,50	Pobre
0,50 a 0,75	Regular
0,75 a 0,90	Buena
0,90 a 1	Excelente

Almacenamiento para el transporte de las muestras

Las muestras obtenidas por este método se almacenan en cajas especiales (e.g. cajas de madera o de plástico) que les posibilita su amortiguamiento a posibles vibraciones durante su transporte. En un principio se especificaba la construcción de cajas de madera, pero hoy en día se tienen disponibles cajas de plástico con diferentes dimensiones con camas de poliestireno expandido (e.g. *Icopor* [Col.], *Plastoform*[Bol.]), para cada tipo de diámetro de muestras. En regiones húmedas se tiene el cuidado de colocar dentro de la caja *Silica Gel* con el objeto de secar la muestra. No obstante, no se recomienda esta práctica para rocas sensibles al cambio del contenido de humedad, mas por el contrario se toman otras medidas de modo de conservar el contenido de humedad natural de las muestras, situación que también es hipotética debido a que el proceso de perforación tuvo que haber empleado lubrificantes y fluidos de perforación que alteraron las condiciones de humedad del material. Las cajas y la forma de manipular de las muestras se sugiere hacer de acuerdo con la norma ASTM D5079 referente a la *práctica para preservar y transportar muestras de núcleos de roca* [57] (Figura 6.18).

Para este mismo fin se observó también el uso de tubos de PVC; en este caso el diámetro interno del tubo debe ser muy cercano al diámetro externo de los núcleos, y éstos últimos ser envueltos con plástico de burbujas de aire que es un buen amortiguador y evita la pérdida de humedad de la roca.

Dentro de las diversas recomendaciones de práctica para el almacenamiento y transporte de muestras, es importante recomendar que el rótulo y la información de las muestras se graven en placas metálicas con la técnica tipográfica de cincel y martillo; debido a que muchas veces las cajas de muestras se guardan por más de 25 años, y en ese tiempo un rótulo hecho con marcador en papel se pierde, lo que dificulta en el futuro reconocer la información de la procedencia de la caja de muestras.

Figura 6.18 Núcleos en una apropiada caja de madera construida de acuerdo con la norma ASTM D5079, *izquierda* con tapa y lista para el transporte, *derecha* sin tapa pero en preparación.

6.4.6. Perforación por trituración

La perforación a rotación por trituración es la que emplea puntas de corte tales como los triconos o trépanos (Figura 6.19).
Las barras de perforación para este método son las de la serie del Instituto Americano del Petróleo (API: *American Petroleum Institute*), cuyos diámetros nominales se muestran en el Cuadro 6.12. Estas barras existen en la serie de cupla lisa y en la serie cupla campana.

Cuadro 6.12 Diámetros nominales de la serie API.

En pulgadas	1/8	1/4	3/8	1/2	3/4	1	1 1/4	1 1/2	2	2 1/2	3	3 1/2	4	5	6	8	10
En mm	3	6	10	13	19	25	32	38	51	64	76	89	102	127	152	203	254

Figura 6.19 Broca tricónica Secoroc de Atlas Copco [71].

6.4.7. Perforación a roto-percusión ODEX

ODEX es el acrónimo de las palabras en inglés de Perforación con Broca Excéntrica de Material Sobrecargado (*Overburden Drilling with an ECCentric bit*). El sistema ODEX es un método de perforación a roto-percusión que fue diseñado para atravesar los materiales no-consolidados (i.e. tales como arcilla, limo, grava y bolones), de espesores que pueden variar desde pocos metros hasta centenas de metros. Los materiales no-consolidados son problemáticos para la perforaciones debido a que se cavitan de la punta de la herramienta hacia arriba, tienen la facilidad de atrapar la herramienta, y porque no posibilitan el retorno del fluido de perforación que lleva a la superficie los cortes productos del proceso.
El sistema ODEX combina de forma simultánea el hincado de la camisa con el avance a rotación de la broca, por lo que posibilita simultaneidad en los procesos de encamisado y corte, y de este modo el aumento del rendimiento de la perforación. La zapata de la camisa tiene un hombro que engancha a la broca, que hace que la camisa siga a la broca. Así por ejemplo, para realizar la extracción de muestras, la broca de corte se saca en cualquier momento pero se mantiene la camisa en el sitio. Debido a que la camisa está sujeta a la acción percusiva de la broca, se usan camisas con conexiones soldadas en vez que con conexiones de rosca; sin embargo la camisa en el hoyo de perforación se queda definitivamente sin posibilidad de reutilizarse. De este modo, en este trabajo de campo es normal tener la presencia de un soldador con experiencia dentro de la brigada de perforación. Si se realizan

perforaciones cortas, es posible emplear camisas con juntas de rosca y éstas pueden ser reutilizables.
El sistema ODEX admite martillos de superficie y de fondo; así como martillos neumáticos e hidráulicos. Existen martillos de fondo ODEX de las series 90, 115, 140, 165, 190 y 240. Las equivalencias en diámetros se muestran en el Cuadro 6.13.

Cuadro 6.13 Diámetros nominales de la serie ODEX.

Serie ODEX	Diámetro Equivalente	
	En pulgadas	En mm
ODEX 90	3	76
ODEX 115	4	102
ODEX 140	5	127
ODEX 165	6	152
ODEX 190	6 a 8	152 a 203
ODEX 240 (ODEX G2)	8	203

6.4.8. Perforaciones profundas

La perforación más profunda (denominada *Kola Ultradeep Well* SG-3) fue con fines de investigar la estructura, naturaleza, discontinuidades sísmicas y la composición físico-química de la corteza continental de la Tierra, además de tener el fin de mejorar las técnicas de interpretación geofísicas.
Esta perforación alcanzó los 12 262 m en 1994, después de más de dos décadas de trabajos desde 1970. El programa de perforación está ubicado en la Peninsula de Kola (Rusia) cercano al círculo ártico (cercano a Noruega a la latitud de Prudhoe Bay).
Muchos aspectos interesantes se han encontrado durante esta perforación, donde en la mitad del trayecto se encontraron rocas de más de $2{,}7\times10^{12}$ años de antigüedad en un planeta que se calcula tiene $4{,}6\times10^{12}$ años de antigüedad. Otra de las situaciones interesantes nunca antes encontrada fue la existencia de una zona fracturada (desde los 4 800 m hasta 9 600 m debajo de la superficie) cuyo material rocoso está saturado con agua, situación que indicó que el agua, que era parte de la composición química de la roca formante, fue forzada a salir de los cristales componentes pero no pudo ascender por una capa de roca impermeable supra-yacente en el sitio [317].
En Sudamérica no perforó hasta el presente un pozo netamente de investigación dentro la corteza continental, y los reportes de pozos profundos petroleros no fueron publicados.

6.4.9. Perforación orientada

Las perforaciones orientadas se usan para obtener los ángulos de inclinación y dirección referidas al eje de perforación para convertir a valores de dirección de buzamiento y buzamiento de las discontinuidades obtenidas en los núcleos del proceso de perforación por corte anular.

El equipo más sencillo para obtener una muestra orientada es la de impresión de arcilla. Consiste en perforar tres metros, extraer el barril de núcleos e introducir la herramienta de orientación en el tope de la perforación. Esta herramienta tiene un eje excéntrico definido por un peso que siempre marcará el mismo lugar. En la punta tiene plastilina (*clay imprint*) que al ser introducida hasta la base del hoyo sellará la figura de la discontinuidad. Esta figura se hace coincidir con la base del núcleo extraído con anterioridad y se marca el eje que define la herramienta.

Con este eje se mide el ángulo de máxima pendiente de la estructura (α) medido relativo al eje del núcleo, también llamado ángulo de buzamiento aparente; y el ángulo circunferencial del núcleo entre el eje y el ápice de la estructura (β), medido en sentido horario cuando se mira el núcleo desde arriba.

Para convertir los ángulos α y β en dirección de buzamiento y buzamiento se pueden usar el método gráfico con redes estereográficas y fórmulas trigonométricas establecidas.

Existen equipos de campo para obtener las medidas de los ángulos α y β en forma rápida, éstos son el goniómetro y el *kenómetro* (Figura 6.20).

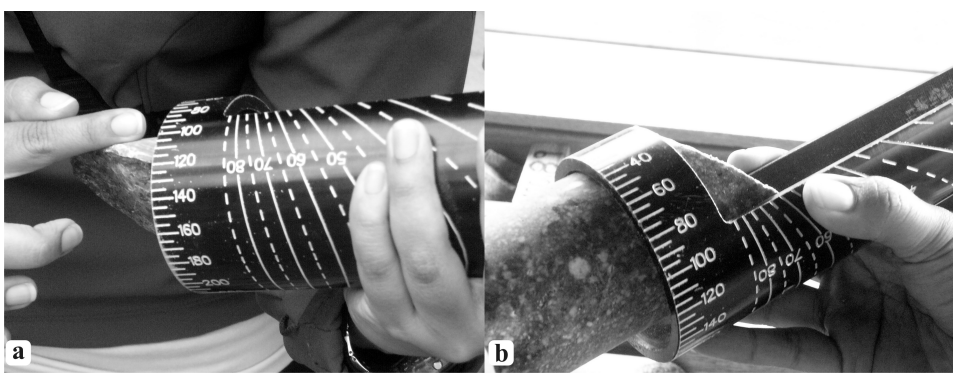


Figura 6.20 Kenómetro para la medida de la orientación de una discontinuidad en un núcleo de roca obtenido con perforación orientada. **a** Medida del ángulo α; **b** medida del ángulo β.

6.5. Interpretación de núcleos

En esta sección se comentará sobre la interpretación de núcleos de roca obtenidos por el método de perforación por corte anular (Ver sección 6.4.5), debido a que el procedimiento consecutivo de perforar por este método, obtener los núcleos e interpretar los mismos es una tarea común y fundamental dentro de la exploración y descripción de los macizos rocosos. Por lo general, uno suele estar conciente que esta tarea es manual y como su nombre lo indica, es una tarea de interpretación más que de lectura de datos. Muchos profesionales esperan que toda la información sobre el material rocoso y las discontinuidades presentes en el macizo rocoso sea medible y observable; y en realidad es una tarea que requiere de mucha experiencia, pericia, conocimiento, tiempo y predisposición a querer reconocer y deslumbrar lo que se ofrece.
Esta tarea es desempeñada por geólogos o ingenieros geólogos; pero la formación básica no es esencial, debido a que este trabajo puede ser realizado por *geotecnistas especialistas en mecánica de rocas*. Por consiguiente, este trabajo puede ser hecho por personal de cualquiera de las anteriores formaciones o ingenieros relacionados a las geociencias (i.e. ingenieros civiles, mineros o petroleros).
La primera etapa de la interpretación es particular para cada pozo de exploración, en este sentido:

- en bodega, colocar en el piso todas las cajas ordenadas desde el inicio hasta el fin de la perforación;
- de pie y a una velocidad lenta, recorra cada caja tratando de diferenciar en forma visual y a una escala macro, distintas unidades litológicas, distintas frecuencias de juntas, zonas fracturadas y zonas con salvanda.

A partir de este primer trabajo se esboza un perfil general de la variación de los distintos macizos rocosos presentes en toda la perforación. En este sentido, anotad las profundidades donde se identifique cada cambio de propiedades.
Después de este trabajo pasar a la descripción particular, caja por caja en forma ordenada desde el inicio hasta el fin de la perforación. Esto es una segunda etapa de interpretación, particular para cada caja de núcleos. Para ello es necesario tener la estructura de las variables que se describirán. Ésta puede variar de proyecto a proyecto (y de hecho varía según el grupo consultor), dependiendo del nivel de precisión y detalle de la descripción, del nivel de escala de la apreciación y los objetivos para los cuáles la información será empleada. En este sentido:

- colocar por vez, una caja de muestras encima de la mesa de interpretación;
- con el informe de perforación en mano, verifique que la longitud de núcleos reportada sea igual a la observada (i.e. verificar que no se haya perdido material durante el transporte);
- verificar la numeración de la caja, y su continuidad con la anterior y la siguiente; así también la continuidad de las corridas;

- considere el nivel de escala de las observaciones, que es mayor al anterior debido a que uno se encuentra a menor distancia hacia el núcleo observado, además que el tiempo de observación es mayor.
- En una primera observación de la caja diferenciar los aspectos litológicos, por ejemplo:
  - unidades geológicas y su resistencia (diferenciar también acciones de alteración);
  - contactos entre unidades.
- En una segunda observación de la caja diferenciar los aspectos estructurales y geotécnicos a la escala de la apreciación visual (meso-escala); en especial describir las superficies de discontinuidades unas con otras y tratar de encontrar familias. Durante la observación de las discontinuidades naturales a esta escala, se registra:
  - la profundidad a la que se encuentra la discontinuidad;
  - buzamiento relativo a la orientación espacial de la corrida (i.e. ángulo α);
  - el tipo de discontinuidad (i.e soldada, abierta con o sin relleno);
  - el tipo de relleno o alteración de la discontinuidad (si existiese);
  - la rugosidad de la superficie de la discontinuidad;
  - la resistencia de las dos paredes adyacentes que forman la discontinuidad.
- En una tercera observación, y con los datos anteriores que pudiesen posibilitar alguna diferenciación de familias de discontinuidades, se debe informar acerca de:
  - frecuencia relativas de las discontinuidades naturales abiertas, por familia o de forma global;
  - frecuencia relativas de las discontinuidades naturales soldadas, por familia o de forma global;
- En una cuarta observación de la caja, diferenciar los aspectos estructurales y geotécnicos a la escala macro. Esto se evidencia en la interpretación de la corrida por la presencia de intervalos que están constituidos por diferentes materiales, como ser:
  - intervalo de material triturado en forma natural (*crushed material*), que contiene fragmentos angulares de roca de tamaños del orden de las arenas dentro de una matriz limosa y arcillosa (Figura 6.21a);
  - intervalo de material proveniente de una zona de corte (*sheared material*), que contiene fragmentos angulares de roca de tamaños del orden de las gravas, pero menores en predominancia al diámetro del núcleo estándar NX con alguna presencia de limo y arcilla[3] (Figura 6.21b);
  - intervalo de material destrozado en forma natural (*broken material*), que contiene fragmentos de roca menores en predominancia al diámetro del núcleo estándar NX con trazas de limo y/o arcilla (Figura 6.21c);

[3] Las fronteras entre materiales resultan ser muchas veces ambigua, por lo tanto la elección se hace de acuerdo con la predominancia. Los fragmentos angulares presentan espejos de falla en sus superficies.

- intervalo de material altamente fracturado en forma natural (*high jointed material*), que consisten en fragmentos de roca que son también parte de los núcleos recuperados, y cuya separación de discontinuidades es mayor en predominancia a un diámetro, y menor a 2.5 diámetros del núcleo estándar NX (i.e. frecuencia $8\,\mathrm{m}^{-1} < f < 20\,\mathrm{m}^{-1}$). En este intervalo se describen aquellas discontinuidades tal como se hizo en aquellas de menor frecuencia que constituyen el macizo rocoso (Figura 6.21d).

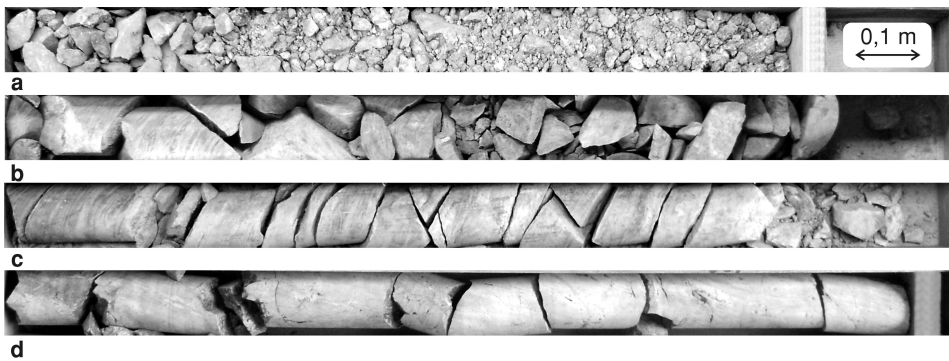


Figura 6.21 Principales rasgos a macro-escala de materiales estructurales. **a** Material triturado; **b** material proveniente de una zona de corte; **c** material destrozado; **d** material muy fracturado.

Algunos trabajos requiere diferenciar los aspectos estructurales y geotécnicos a una escala de apreciación micro, como los micro-defectos del material rocoso (e.g. alteraciones de minerales, micro-fisuras) y valores del orden de los cientos o miles de micras de las propias meso-discontinuidades (e.g. espesores de rellenos de discontinuidad menores a 1 mm, frecuencias con un espaciamiento menor a 10 mm).

Pese a que en campo ya se sacó una fotografía de la caja de muestras, en bodega tome otra fotografía por cada caja. Esto podrá hacerlo según las recomendaciones mencionadas en la Sección 4.6 del presente libro. No olvide usar la plantilla de colores mostrada en la Figura 4.4 ni olvide colocar una escala métrica. Recomendaciones particulares para la toma de fotografía de las cajas de muestras indican primero sacar una fotografía en estado seco, y luego humedecer la superficie de los núcleos con un pulverizador de agua, y sacar una segunda fotografía en ese estado. En ambos casos, use un trípode donde la cámara esté lo más paralela al plano de la caja de muestras. Si es posible, use una cámara calibrada para hacer las correcciones por distorsión de la lente y de este modo posibilitará la interpretación fotogramétrica. Después de que las fotografías sean tomadas, se recomienda cargarlas a la base de datos.

Se recomienda hacer la interpretación fotográfica y física de los núcleos en forma paralela. Esto implica llenar los datos en la base de datos durante el trabajo. Si se tienen otras

diagrafías del mismo pozo (e.g. medidas de calibre, medidas gamma) consulte también estos resultados. Algunas variables cuantitativas pueden ser más fáciles de obtener de la fotografía (e.g. profundidades relativas, intervalos). Mientras que de la inspección física se obtiene la información casi la mayoría de las variables cualitativas de las zonas y discontinuidades; otras variables cuantitativas requieren de instrumentos de medida (e.g. gonioómetro para ángulo de buzamiento aparente (α), durómetro, rugosímetro); otros rasgos son más fáciles de diferenciar en forma seca (e.g. distribución de tamaño de partículas, frecuencia de discontinuidades); y otras en estado superficialmente saturado (e.g. contactos, micro-defectos).
En cualquier observación de la caja, si es necesario, extraer el núcleo a ser analizado y colocarlo sobre la mesa de interpretación. Esto será necesario para la interpretación o medida de las superficies de discontinuidades a la escala mesoscópica y para distinguirlas entre aquellas discontinuidades naturales de las aquellas inducidas por alguna acción mecánica reciente desde el momento de su extracción.
La diferenciación entre discontinuidades naturales de diferentes orígenes y aquellas inducidas es posible que sea la tarea más polémica entre intérpretes. En este sentido, se sugiere tomar en cuenta los conocimientos desarrollados por la *fractografía geológica*[4].
Sangree [371] enumera los siguientes aspectos que pueden ayudar a diferenciar entre las superficies fracturadas en forma natural o por el proceso de perforación.
Una fractura puede ser natural si:

- sobre la superficie se observa cementación o mineralización (e.g. calcita, cuarzo, diquita);
- sobre la superficie se observan estrías (*slickensided surface*);
- está empotrada en el núcleo de forma parcial o total;
- fracturas adyacentes tienen la misma orientación en el mismo núcleo.

Una fractura puede ser artificial si:

- no es cementada, es vertical, se propaga de arriba para abajo y sus extremos cambian de dirección de forma brusca para luego cortar la superficie del núcleo en forma perpendicular;
- corta el núcleo en dos partes casi simétricas en dirección vertical (i.e. forman planos de simetría en el núcleo);
- las fracturas son concoides e irregulares.

En general, las fracturas naturales son más homogéneas, más pulidas y planas. Las superficies fracturadas por el proceso de perforación están relacionadas con la dimensión de los núcleos. En contraste, las superficies que fueron fracturadas en forma natural son de mayor

[4] La *fractografía* se define como aquella disciplina que trata del diagnóstico, descripción, análisis e interpretación de la morfología y topografía de una superficie fracturada, para dar con las causas y mecanismos que crearon dicha fractura. La disciplina fue conocida con ese nombre dentro del campo de la geología por Kulander en los años setenta del siglo XX, pero su aplicación en este campo data desde fines del siglo XIX, cuando Woodworth describió la morfología de la superficie de una discontinuidad del macizo rocoso [18].

dimensión respecto al tamaño de los núcleos, por el hecho que se originaron más allá de la superficie del núcleo.
Mayores detalles acerca de los métodos de análisis de núcleos encontrará en [22, 88]. Para el uso de la fractografía para la diferenciación de fracturas consultar [263].
Ya para concluir esta sección, se recomienda hacer un entrenamiento periódico a forma de mantenimiento y con la frecuencia que sea necesaria según los resultados.
Interprete a primera hora de la actividad laboral una perforación completa, del punto más bajo hacia la superficie (en forma inversa a la *interpretación común* que es desde el cuello hasta la base de pozo); esto debido a que en profundidad el macizo rocoso está menos meteorizado y menos fracturado, y le dará la posibilidad de interpretar de lo más sencillo y menos denso en información a los más complicado y denso en información; además que adquirirá mayor habilidad a medida que se acerca a describir casos más complicados en la superficie.
Asimismo, en esta tarea de entrenamiento, busque por cada perforación un solo tipo de rasgo por vez (e.g. primero sólo ubique discontinuidades artificiales, luego sólo discontinuidades con relleno y luego sólo discontinuidades sin relleno, luego sólo fallas, luego sólo macro-fallas, etc.) y después de interpretar ese rasgo en toda la perforación, pase al segundo, tercer y demás rasgos. Porque sí es cierto que *uno sólo encuentra lo que busca*. Después compute el número total de rasgos por tipo en toda la perforación.
Finalizado esto, haga la *interpretación común*, donde busque y registre todos los rasgos a medida que vaya avanzando hacia el fondo del pozo hasta su fin; y al finalizar, disgregue cada tipo de rasgo y compute el número total de rasgos por tipo en toda la perforación. Compare con los anteriores y vea cuán cercanos son estos valores. Repita todo lo anterior con el mismo pozo a la última hora de la actividad laboral, y verifique si su interpretación no es ambigua (i.e. si obtiene los mismos resultados siempre) si tiene una variación entre valores menor al 20 %.

6.6. Calicatas y trincheras

Una *calicata* es una excavación vertical que parte desde la superficie. Las calicatas se conocen también por el nombre de *apíque*. Las dimensiones recomendadas para la sección de la calicata son de 1,2 m $\times$ 3,0 m. Existen calicatas superficiales y calicatas profundas.
Las calicatas superficiales son aquellas que tiene una profundidad máxima de 3 m (algunos autores ponen el límite a 4 m). Una calicata superficial provee un método económico de examinar las condiciones en sito del subsuelo. La calicata superficial se obtiene mediante excavación manual con pico y pala ó por métodos mecánicos sin el empleo de técnicas especiales de voladura. De excavaciones manuales se obtienen muestras alteradas y no alteradas. De las excavaciones mecánicas, existe menor posibilidad de obtener muestras no alteradas. La profundidad de la calicata está limitada por la posición del nivel freático. De-

bajo del nivel freático, a cualquier profundidad, es necesario realizar entibado y bombeo. Una calicata superficial hasta 1,5 m de profundidad donde el nivel freático está por debajo de piso no necesita entibado; y a partir de esta profundidad, si las paredes son inestables, es más económico pensar en cortar en pendiente que realizar un entibado. Durante la excavación de las calicatas superficiales, se recomienda depositar el material excavado a más de 0,6 m del contorno de la misma. También, evite el tránsito de vehículos y maquinaria en las cercanías de la calicata. Una vez concluida la descripció y la extracción de las muestras es importante rellenarla para evitar accidentes de transeúntes o animales.

Las calicatas profundas son aquellas que tienen profundidades mayores a 3 m y que por su profundidad y por sobrepasar el nivel freático necesitan entibado. Una calicata profunda sólo por motivos de exploración es económica hasta una profundidad de 8 m, no obstante pueden alcanzarse mayores profundidades si los gastos justifican el fin del proyecto. En este sentido, el diseño de estabilización de las calicatas profundas antes de su ejecución es necesaria. Los criterios de diseño pueden incluir la implementaciones de cortes en pendiente en las paredes hasta cierta profundidad y luego la instalación de entibado. Si la calicata profunda estará abierta por corto tiempo use encamisados metálicos o de madera prefabricados, donde para cada cierto intervalo provea de una ventana para la auscultación. No obstante una auscultación más precisa sugiere realizarla sobre la base de cada nivel, a medida que se realiza la excavación. Si la calicata profunda estará abierta por largo tiempo realizar secciones circulares y proteger mediante anillas fabricadas de concreto con refuerzo de malla electro-soldada y espesor de 5 cm, con elementos de 1 m de profundidad. Esto resultará ser más práctico para la construcción y también económico. En este caso no está permitida la auscultación por medio de ventanas, y ésta se hace en la base de cada nivel alcanzado, a medida que se realiza la excavación. La Figura 6.22 muestra una calicata compuesta, con una parte superficial y otra profunda.

Es importante mantener la base de la calicata no inundada a través del empleo de una bomba hidráulica. Para tal fin, es necesario estimar el apropiado caudal de bombeo. Por ejemplo, para una calicata de 17 m de profundidad de 1,2 m de diámetro entibada con anillas de concreto, con un nivel freático a 8 m desde la superficie, y éste coincidente con la interfase entre suelo (en la parte superior) y roca lutita diaclasada (en el resto en profundidad) se necesitó una bomba con un caudal de 7×10^{-4} $m^3\,s^{-1}$. Otro aspecto que hay que considerar a razón del bombeo de agua, es el gradiente hidráulico que se crea en las paredes y en la base del suelo de la calicata. Cuando se extraen muestras inalteradas de la base, las condiciones de las muestras pueden reflejar estados erróneos de su condición inicial. Por lo tanto, se debe bajar el nivel freático a través de pozos fuera del contorno de la calicata y debajo del nivel donde se desea extraer la muestra; y anotar el nivel actual del nivel de agua fuera y dentro de la calicata. Si se realizará pruebas de carga en la base de la calicata, se debe mantener constante el nivel de agua en la misma durante todo el ensayo.

En calicatas profundas realizadas en arcillas es aconsejable prever la expansión de su base. El material excavado tiene que ser depositado a más de 1,5 m del contorno de la calicata. A parte del casco, lentes y guantes que todo trabajador emplea en estos trabajos; éste que realizará la inspección está obligado a usar arnés y cuerda, que le ayudará a evitar una

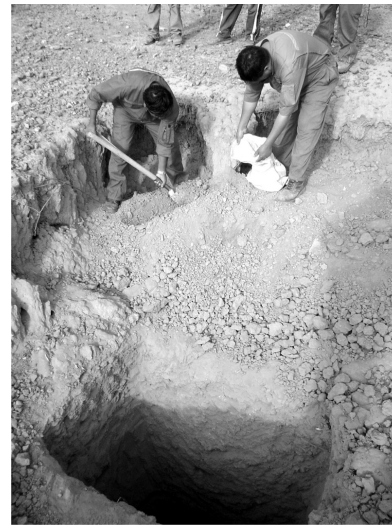


Figura 6.22 Extracción de muestras de suelo en una calicata compuesta.

caída descontrolada en caso de alguna eventualidad. En los alrededores de la superficie de la calicata, se tiene que apartar toda clase de material y herramientas, debido a que una caída al fondo de ésta puede causar accidentes serios en el personal.

Provea de una buena ventilación hasta el fondo de la calicata. Si el hoyo se realiza con equipo de perforación y se tienen estratos de roca, verifique la calidad del aire dentro de la calicata, debido a que pueden presentarse gases letales; por lo general en formaciones carbonosas. La bomba de agua que se usa para extraer el agua es de preferencia eléctrica, debido a que una bomba a explosión emana monóxido de carbono que puede ser letal para el personal que realiza la excavación o la inspección.

Una *trinchera* es una calicata superficial que se extiende en forma continua con uno de sus lados constante (ancho) y el otro lado con una extensión de al menos dos veces el lado menor (Figura 6.23). La dimensión recomendada para el ancho de la trinchera es de 0,9 m a 1,8 m.

Tanto las calicatas como las trincheras son los grandes para permitir el ingreso de una o más personas, situación que representa uno de los medios de exploración más valiosos, debido a que posibilitan la auscultación detallada de los materiales y rasgos geológicos característicos en sitio. Éstas son las más apropiadas para conocer el subsuelo destinado a fundaciones superficiales, por ejemplo. También proveen la posibilidad de obtener muestras alteradas y no alteradas de grandes dimensiones para hacer ensayos de laboratorio, o preparar un sitio para la realización de ensayos de campo.

Figura 6.23 Ensayos hechos a lo largo de una trinchera practicada en suelo granular.

Estas excavaciones con fines de exploración pueden realizarse de forma manual o con equipos, tales como: excavadoras, zanjadoras, topadoras, escrepas, dragas, dragalinas y otros equipos convencionales de movimientos de tierra.
Las excavaciones con fines de investigación se referencian mediante coordenadas geográficas para su identificación exacta en el momento de la construcción de cualquier obra en el subsuelo. Evite realizar excavaciones en el sitio exacto donde se construirá algún elemento estructural porque el acto de excavar altera las propiedades iniciales del subsuelo.

6.7. Galerías y pozos de exploración

El principal propósito de los métodos de exploración por galerías y pozos de exploración es permitir la auscultación a detalle en sitio de la naturaleza del macizo rocoso y sus características estructurales, tales como: juntas, fracturas, fallas y zonas de corte. Éstas también son usadas para ensayos en sitio: ensayos para estimar la deformabilidad del macizo rocoso; ensayos de resistencia del mismo; ensayos de resistencia de discontinuidades; o ensayos en hoyos de perforación a diferentes direcciones, donde se toma como punto de partida y apoyo la galería o pozo de exploración.
Dentro del programa de exploración, la excavación de una galería o pozo resulta ser una de las formas más caras de exploración, pero también son las que proporcionan la mayor

cantidad de información. Su uso se justifica en todo proyecto donde es necesaria una clara descripción del macizo rocoso, y esa es una necesidad de todo proyecto; por lo que siempre está limitada por razones presupuestarias u omisión en la planificación de la prospección.
Una *galería de exploración* es la primera obra subterránea donde se extrae toda clase de información para el proyecto final. La galería de exploración es una excavación ligeramente inclinada en forma ascendente y de un solo portal (entrada), realizada por métodos manuales, mecánicos ó por voladura (Figura 6.24). El *túnel de exploración* es una excavación horizontal o cercana a ser horizontal, con dos portales en sus extremos; y el *pozo de exploración* es una excavación vertical que une dos galerías o dos túneles, ó ambos; ó únicamente tiene un acceso. Las dimensiones de las galerías y los pozos se detallan en el Cuadro 6.14.

Cuadro 6.14 Dimensiones de las galerías y pozos.

Tipo	Excavación Manual	Excavación Mecánica
Galería	1,5 m × 1,8 m	1,8 m × 2,4 m
Pozo	1,2 m × 1,8 m	–

Aspectos muy característicos de estas obras de prospección, como todo método destructivo, son que:

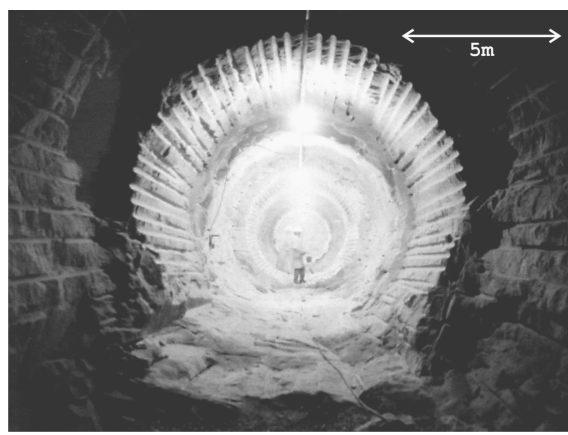


Figura 6.24 Galería de exploración para diversos ensayos durante la construcción de la Central Hidroeléctrica Serra de Mesa, Minaçú GO–Brasil. La excavación se hizo a través de una sucesión de perforaciones por corte.

- independiente del proceso de excavación, el espacio dejado después de su abertura modifica el estado de esfuerzos en la región alrededor de ésta (i.e. redistribución de esfuerzos), donde se crea una zona de esfuerzos distintos a los iniciales, y se denomina *zona de alteración*;
- el método de excavación para crear la cavidad altera el macizo rocoso, donde se crea una *zona de daño* (*damaged zone*) alrededor al macizo.

La zona de alteración es igual pero por lo general mayor a la zona de daño. Ambas dos zonas juntas se denominan *zona de influencia* (*disturbed zone*).
Si la redistribución de esfuerzos crea un estado más allá de la resistencia de cada microfisura del material rocoso, entonces éstas se propagan y dañan el material rocoso. Si la redistribución de esfuerzos crea una combinación de esfuerzos normal y de corte desfavorable en las discontinuidades pre-existentes del macizo rocoso, entones éstas pueden propagarse o desplazarse, situación que también altera el macizo rocoso. Por estas razones y según ciertas circunstancias tales como: el tipo de macizo rocoso, el estado de esfuerzo en él y la forma de la excavación, puede o no extenderse la zona de alteración más allá de la zona de daño.
En todo caso, lo que compete para estas obras de exploración es al menos minimizar el daño por el proceso de excavación.
Como método manual se hace referencia a uno muy usado y el más aconsejable para el fin de este tipo de obras, y consiste en perforar hoyos secantes a lo largo del contorno de la cavidad. Estos hoyos pueden ser hechos por métodos de barrenación con *air leg* (Subsección 6.3.1) o por perforación con corte anular (Sub-sección 6.4.5). Los diámetros de los hoyos pueden ser alrededor de los 76 mm. Posterior a la perforación, el cuerpo del macizo rocoso que envuelve el contorno se extrae por medio de voladura somera (*smooth blasting*) o barrenación.
Cuando no se aplica el método manual, entre los dos métodos que se pueden mencionar, el método mecanizado dañaría mucho menos que cuando se excava con el método de voladura. Sin embargo para estas obras, de bajo volumen y por lo general pequeñas, el método mecanizado (e.g. TBM) es inviable desde el punto de vista económico y logístico, por lo que no queda otra alternativa que usar el método de voladura.
Cuando se usa el método de voladura uno tiene que estimar la zona de daño. La Figura 6.25 muestra la relación entre la *concentración de carga* respecto la distancia a la que la zona de daño se extiende a partir del contorno de un solo y aislado hoyo de perforación de 22 mm de diámetro, si se usa *Glinita* como explosivo. Se observa por ejemplo, que la zona de daño que se produce alrededor del hoyo cargado con $0{,}4\,\mathrm{kg\,m^{-1}}$ de ese explosivo es de 0,8 m. Esto indica que si se obtiene una gráfica similar para el diámetro de hoyo y tipo de explosivo que se usará en los trabajos de excavación, sería posible definir la separación de los hoyos en el contorno y conocer la zona de daño, información que será útil cuando se hagan los ensayos en estas obras subterráneas con fines de prospección.

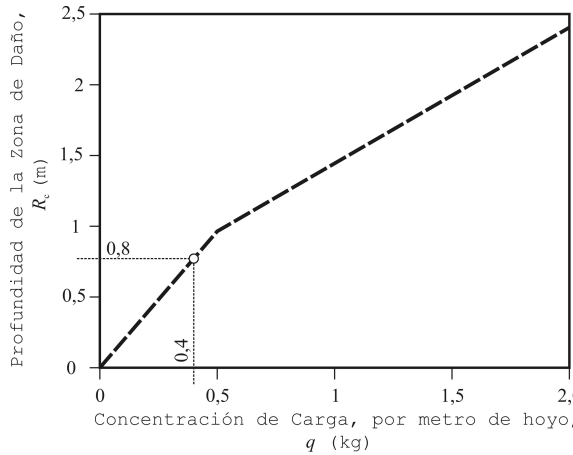


Figura 6.25 Gráfica para encontrar la extensión de la zona de daño a partir de la concentración de carga en un hoyo de perforación aislado [320].

Capítulo 7
Campo de Tensores de Esfuerzos Naturales

Resumen Este capítulo toca un importante tema del proceso de descripción del macizo rocoso con fines de ingeniería, que es el de estimar el campo de esfuerzos al que está sometido el macizo rocoso. Esta tarea no suele ser omitida dentro de un plan de descripción, porque da las condiciones iniciales de cualquier problema de esfuerzo-deformación.

7.1. Generalidades

El *Campo de Tensores de Esfuerzos Naturales* (CTEN) se refiere a un volumen de masa continua delimitada en la corteza terrestre, donde en cada punto infinitesimal se tiene un tensor de esfuerzos cargado por acciones provenientes de la naturaleza y actividad actual de la corteza terrestre. La estimación del CTEN en el macizo rocoso es una preocupación central dentro de las geociencias, tanto para la comprensión de los procesos geológicos físicos básicos y el estudio de la tectónica de placas y sismos, como para la mecánica de macizos rocosos en el diseño de estructuras en la superficie o en especial subterráneas [407].

Una de las últimas publicaciones acerca de la estimación del CTEN, medida de tensores puntuales y esfuerzos en planos fue dedicado en el volumen especial de la Revista Internacional de Mecánica de Rocas y Ciencias Mineras (IJRMMS: *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*) (IJRMMS, 2003), que se publicó con el objeto de tener una breve historia acerca de este campo de estudio [157], presentar en forma general los métodos usados para medir los tensores y vectores de esfuerzos [278], publicar los cuatro métodos sugeridos (SM: *Suggested Methods*) por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM: *Internacional Society of Rock Mechanics*) y contar algunos de los casos históricos relacionados al entendimiento y estimación del tensor y vector de esfuerzos en el macizo rocoso. Luego, en el año 2010, se publica un libro nuevo en su género, titulado

Campo de Esfuerzos en la Corteza Terrestre, que resume todo el estado del arte en este tema y las experiencias ganadas en los programas de investigación del Sitio de Perforaciones Profundas Continentales KTB de Alemania, el Sitio de Disposición de Desechos Nucleares de Olkiluoto en Finlandia y el Observatorio en Profundidad de la Falla de San Andrés de los Estados Unidos de Norte América [460].
Entender el CTEN en el macizo rocoso presenta una dificultad en la estimación *ab-initio* del mismo y requerirá una estrategia que lo acerque a uno a la mejor apreciación y cuantificación. La palabra *determinación* expresa certeza exacta de una cantidad, mientras que la palabra *estimación* incluye un componente de juicio u opinión. Debido a que no es posible establecer la magnitud ni dirección exactas de los vectores esfuerzo y por consiguiente de todo el tensor de esfuerzos que componen el CTEN en diversos puntos del macizo rocoso, es más apropiado hablar de estimación del CTEN.

7.2. Fuerza, esfuerzo, tensor y campo de tensores

Es común escuchar o leer de *magnitudes de esfuerzos* cuando se desea conocer el estado de esfuerzos en un punto de un cuerpo. Por ejemplo se habla de la *magnitud del esfuerzo normal* (σ_n), que llega a ser un escalar que representa la relación de la magnitud de un vector fuerza (Δf) que se aplica normal a un plano de un área elemental cuya superficie tiende a cero (ΔA) en el interior o superficie de un material continuo homogéneo (Ecuación 7.1). Sin embargo, por un punto pasan infinitos planos, y por consiguiente será necesario definir la orientación de aquel plano donde la fuerza se aplica, según un vector denominado *vector plano*.

$$\sigma_n = \lim_{\Delta A \to 0} \frac{\Delta f}{\Delta A} \tag{7.1}$$

Concepto similar se podría plantear para el caso de la *magnitud del esfuerzo tangencial* (τ), que sería un escalar que representa la relación de la magnitud de un vector fuerza (Δf) que se aplica paralelo a un plano de un área elemental cuya superficie tiende a cero (ΔA) en el interior o superficie de un material continuo homogéneo. Sin embargo, aquí se entra en otra ambigüedad debido a que la fuerza puede cumplir la propiedad de ser paralela al plano que se aplica, pero puede tener infinitas orientaciones. De este modo, se persive que con solo la magnitud de un esfuerzo relacionado a un plano orientado tampoco se define el estado de esfuerzos en un punto; para ello se necesitaría conocer también la orientación de la fuerza que se aplica al plano según un vector denominado *vector fuerza*.
El anterior razonamiento obliga a que el estado de esfuerzos en un punto esté definido por dos vectores: el vector fuerza ($\mathbf{f}$) y el vector plano ($\mathbf{n}$). Con estos dos vectores se define el

vector esfuerzo ($\boldsymbol{\sigma}$) (en inglés es conocido como *traction vector*[1]), que es la relación del vector fuerza sobre la magnitud del vector plano (que representa el área total de la superficie donde el vector fuerza actúa, es decir $A = |\mathbf{n}|$). Como la magnitud del vector plano no es pequeña por lo general, el vector esfuerzo representa el estado de esfuerzos promedio de una región (Figura 7.1).
Con el fin de definir el vector esfuerzo en un punto, la magnitud del vector plano (i.e. el área de la superficie donde actúa el vector fuerza) se contrae a un punto (i.e. $dA \to 0$), dando la definición final de estado de esfuerzo en un punto (Ecuación 7.2) o esfuerzo en un punto.

$$\boldsymbol{\sigma}(\mathbf{f}, \mathbf{n}) = \lim_{\Delta A \to 0} \frac{d\mathbf{f}}{dA} \tag{7.2}$$

El vector esfuerzo es un concepto que no es se mide, sino que se lo obtiene de forma indirecta. Algunos consideran por esta razón que el concepto es empírico [460]. Sin embargo, es posible conocer la magnitud y la dirección del vector esfuerzo a partir de la relación entre el efecto y la causa (i.e. deformación *versus* esfuerzo), donde el tensor deformación (D) sí puede medirse.
El concepto de vector de esfuerzo, y de las demás variables que derivan de él, es sólo válido en un medio continuo. A pesar que el macizo rocoso puede poseer muchas discontinuidades para cuestionar la validez de una aproximación continua, el tamaño total de la región a ser analizada puede ser lo muy grande para aceptar un análisis en un medio continuo.

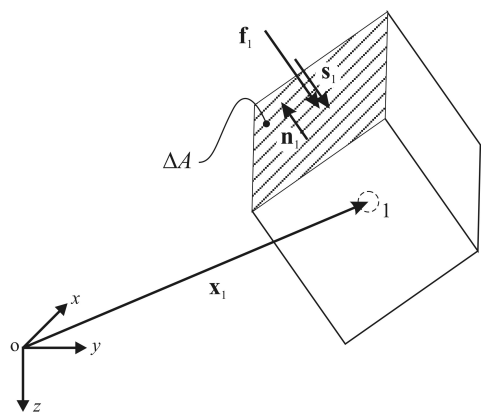
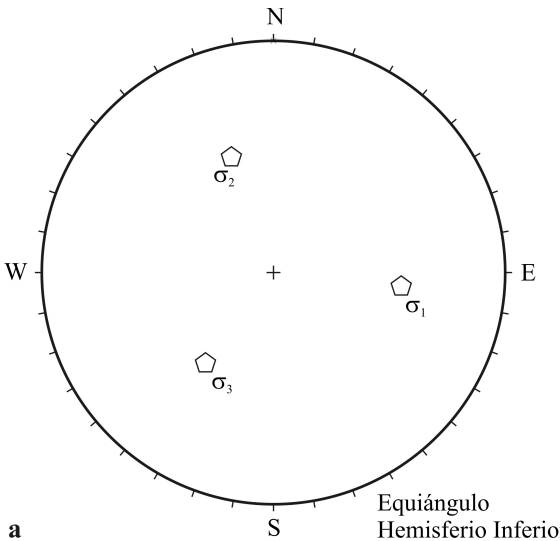


Figura 7.1 Representación del estado de esfuerzos en un punto en el contorno ó dentro de un cuerpo continuo finito (e.g. punto 1).

[1] El término del idioma inglés *traction* o *traction vector* se refiere al vector de esfuerzo que actúa en un específico y conocido plano, por tanto es equivalente a un esfuerzo en un punto y por consiguiente también puede representarse por un tensor. Sin embargo, el término del idioma español *tracción* se refiere al esfuerzo normal a un plano que tiende a elongar un material.

Tanto en la superficie como en el interior de un cuerpo el vector esfuerzo varía de punto a punto. Por esta razón se afirma que el vector fuerza depende del vector localización del punto (**x**). Además, en un cuerpo continuo y finito, el vector localización puede definir un punto del contorno del cuerpo ó un punto del interior del cuerpo; esta diferencia puede subclasificar al vector fuerza en: *vector de fuerza externa* (también llamado vector de fuerza de superficie ó vector de fuerza de contorno y se denota como **s**) y *vector de fuerza interna* (también llamado vector de fuerza de masa, vector de fuerza de volumen ó vector de fuerza de peso específico, que se denota como **b**), respectivamente.
Debido a que el vector plano está bien definido y es único en el contorno del cuerpo para cada posición (i.e. dado un vector posición), el estado de esfuerzos en un punto en la superficie está definido por la Ecuación 7.2 y sigue siendo un vector con unidades $[F][L^{-2}]$, que se denota como $\boldsymbol{\sigma}_s$. Sin embargo en el interior del cuerpo, para cada vector de posición pueden orientarse infinitos planos por aquel punto, por lo que es necesario expresar el estado de esfuerzos en un punto independiente del vector plano. Esto se logra transformando el vector esfuerzo a una variable en otro espacio a través de un tensor de segundo orden. Y es este tensor de segundo orden (S_b) el que define las fuerzas internas en un punto, que tiene unidades $[F][L^{-3}]$.
Cuando a un cuerpo, en equilibrio estático y dinámico, se le aplican fuerzas externas estáticas en su superficie, se generan nuevas fuerzas internas en el mismo por distribución de éstas en el cuerpo. Si el cuerpo es deformable, éste cambia de dimensiones (i.e. por tanto cambia de forma) y las fuerzas internas son alteradas al *paso* de las fuerzas externas. Las fuerzas externas son soportadas por el cuerpo cuando el estado global de esfuerzos dentro del cuerpo no supera la resistencia promedio del material, desde el punto de vista de la mecánica del continuo y modelo de falla fenomenológico.
Fuerza estática es aquella fuerza que se aplica a un cuerpo de tal forma (i.e. velocidad, frecuencia e intensidad) que no genera aceleración del cuerpo, es decir mantiene el equilibrio estático del cuerpo. La *fuerza dinámica* es aquella fuerza que al aplicarla en el cuerpo genera la aceleración del mismo, entrando a un campo de análisis dinámico, donde el cuerpo puede iniciar su movimiento, si estaba fijo en un punto, o puede cambiar de velocidad y dirección de desplazamiento lineal o rotación angular, si éste estaba en movimiento.
En lo que se refiere al campo de esfuerzos naturales en el macizo rocoso, se hablará de fuerzas estáticas.
Dentro de la disciplina de la mecánica de macizos rocosos, la orientación de un vector esfuerzo normal a un plano se representa en el espacio por medio de una línea en el espacio a través de la dirección de la proyección de la misma con el plano horizontal respecto al Norte magnético (*trend*), su inmersión (*plunge*) y sentido (*sense*). Al expresar el vector esfuerzo normal a un plano de esta forma se posibilita usar proyecciones estereográficas de doble hemisferio, o de simple hemisferio (e.g. la proyección estereográfica en el hemisferio sur). Si se usa un simple hemisferio, se diferencia el sentido de la línea: positivo si penetra el hemisferio inferior y negativo si penetra el hemisferio superior.
Para tener la información completa del vector esfuerzo normal a un plano, al lado de la gráfica estereográfica se anexa un cuadro con la magnitud de los esfuerzos. La Figura 7.2

muestra tres vectores esfuerzos positivos en la proyección estereográfica en el hemisferio sur con el correspondiente cuadro. Como todas las magnitudes son positivas (i.e. sin relleno según la mencionada figura), indica que los tres vectores apuntan hacia abajo.



a

Esfuerzo	Magnitud [MPa]
σ_1	13,5
σ_2	6,9
σ_3	6,0

b

Figura 7.2 Representación de vectores esfuerzo en el espacio; a la vez los tres vectores forman en este caso particular un tensor de esfuerzos. **a** Representación de la dirección de cada vector en la proyección estereográfica; **b** cuadro que muestra las magnitudes de cada vector.

De acuerdo con la convención de signos que se adopte a la orientación respecto al sistema coordenado y sentido del plano donde actúa el vector esfuerzo, la magnitud de éste puede ser positiva o negativa.

En la mecánica de sólidos, si el vector esfuerzo se aplica sobre la cara positiva del plano, es decir si el vector esfuerzo tiene sentido contrario al sentido del plano, el esfuerzo es negativo y se denomina *esfuerzo de compresión*; y por el contrario, si el vector esfuerzo tiene el mismo sentido que la del plano, el esfuerzo es positivo y se denomina *esfuerzo de tracción*. Esto también está ligado a la deformación que produce cada vector esfuerzo, ya que esfuerzo y deformación son coincidentes en sentido, por tanto podría decirse que si el vector deformación tiene sentido contrario al sentido del plano, éste es negativo y existe contracción; y por el contrario si el vector deformación tiene el mismo sentido que del plano, el esfuerzo es positivo y se produce una tracción. Sin embargo, es mejor referirse a la contracción como *deformación de contracción* y a la tracción como *deformación de tracción*.

En la mecánica de materiales geológicos (i.e. suelos y rocas) la convención de signos indica que el esfuerzo y la deformación de compresión son positivos; y que el esfuerzo y la deformación de tracción son negativos, que es la convención que se adoptó en este libro.
El término *tensión* que es usado a veces como sinónimo del término esfuerzo (i.e. la magnitud del vector esfuerzo, ya sea este positivo o negativo), es mejor nombrarlo como tensión mecánica, debido a que en la física existen varios tipos de tensiones (e.g. tensión eléctrica, tensión superficial). Por ejemplo, el esfuerzo uniaxial debería nombrarse como tensión mecánica uniaxial. Se recomienda en lo posible referirse a esfuerzo en vez de tensión, y si se desea distinguir el signo del esfuerzo, nombrar esfuerzo de tracción o esfuerzo de compresión.
El *tensor de esfuerzos* (i.e. tensor de segundo orden) S, como se explicó arriba, representa el vector esfuerzo aplicado en un punto sin tomar en cuenta la orientación del plano de aplicación. El tensor de esfuerzos expresa, del mismo modo que el vector de esfuerzos, un estado puntual de esfuerzos o el *estado de esfuerzos en un punto*. Debido a que por un punto pueden pasar infinitos planos, el tensor de esfuerzos dado en un punto representa dicho estado para cualquier plano. De este modo, el vector esfuerzo dado en un plano cualquiera ($\mathbf{n}$) se puede obtener a partir del tensor de esfuerzos (S), a través del operador producto escalar de éste por el vector que representa el plano (Ecuación 7.3).

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathsf{S}\mathbf{n} \tag{7.3}$$

De acuerdo con la anterior expresión se puede considerar desde el punto de vista de las matemáticas que el tensor de esfuerzos es un operador matemático que transforma la naturaleza de un tensor de segundo orden en un tensor de primer orden. Es decir, para este caso particular, este tensor transforma un esfuerzo en un punto en un esfuerzo que actúa en un plano infinitesimal con una dada orientación. La definición de tensor obliga que esta transformación sea a través de transformaciones lineales.
El *campo de esfuerzos*, debería llamarse mejor *campo de tensores de esfuerzos*, y se define como una región continua de volumen donde en cada punto infinitesimal de éste se tiene un tensor de esfuerzos. Si uno lee de nuevo la definición de Campo de Tensores de Esfuerzos Naturales (CTEN) con la que empieza el presente capítulo y ahora entenderá mejor que significa éste.

7.3. Representación del tensor de esfuerzos

En el espacio geométrico tridimensional, el tensor de esfuerzos se representa en forma general por tres vectores esfuerzo actuantes en tres planos diferentes (éstos no son de forma obligatoria ortogonales entre si, pero linealmente independientes). A esta representación se la denomina representación del estado triple de esfuerzos.

Por facilidad y orden, se escogen tres planos coincidentes con las direcciones del sistema de ejes del sistema elegido. Si el sistema es cartesiano, los tres planos son ortogonales entre si y el tensor de esfuerzos puede representarse por tres componentes de esfuerzo normales y seis componentes de esfuerzos tangensiales que actúan en los tres planos de un cuerpo elemental (i.e. en total nueve variables). Sin embargo, sólo seis variables independientes son suficientes para definir el tensor: tres esfuerzos principales y sus respectivas direcciones (i.e. en total seis variables) (Figura 7.3).

Otra forma de representar un tensor es de la forma como se presentó en la Figura 7.2, que muestra las direcciones de tres vectores de esfuerzos ortogonales entre ellos en la proyección estereográfica del hemisferio sur. La Figura 7.2a en sí muestra parte de un tensor de esfuerzos de un determinado punto del macizo rocoso, porque faltaría representar las magnitudes de los tres esfuerzos, que son mostradas en el cuadro de la misma figura (Figura 7.2b).

El espacio que se muestra en la proyección estereográfica sigue siendo un espacio geométrico tridimensional, pero ya no es cartesiano. Esta forma de mostrar el tensor de esfuerzos es apropiado para representar la orientación de sus componentes principales, más es poco apropiado para representar sus magnitudes.

Por otro lado, un tensor de esfuerzos puede representarse en otros espacios no geométricos. Por ejemplo, en la disciplina de la mecánica del medio continuo se definió el espacio

Notación matemática de fuerza, esfuerzo, tensor y campo de tensores.- Al vector fuerza, con letra latina en negrilla (e.g. $\mathbf{f}$); al vector esfuerzo genérico, con letra griega sigma en negrilla ($\boldsymbol{\sigma}$). Si se quiere indicar el plano donde actúa el vector esfuerzo, se coloca el nombre del plano como subíndice (e.g. $\boldsymbol{\sigma}_a$). Si el vector esfuerzo actúa en un plano normal se denota como $\boldsymbol{\sigma}_n$, como $\boldsymbol{\sigma}_t$ si actúa en un plano paralelo (i.e. vector esfuerzo tangencial), $\boldsymbol{\sigma}_1$ si actúa en un plano normal que es el principal mayor, $\boldsymbol{\sigma}_2$ en un plano normal que es principal intermedio, ó $\boldsymbol{\sigma}_3$ si es en un plano normal que es principal menor. A la magnitud de un vector esfuerzo con la letra griega sigma con dos subíndices: el primero indica la orientación del plano donde actúa el vector esfuerzo y el segundo subíndice indica la orientación del vector de esfuerzo, según el sistema coordenado asumido (e.g. $\sigma_{x,y}$). Casos de excepción de las magnitudes de un vector esfuerzo relativo a un plano son los esfuerzos normal (σ_n), tangencial (σ_t) y los esfuerzos principales (σ_1, σ_2 y σ_3). Al tensor de esfuerzos con la letra ese en mayúscula, en San Serif (S) y al campo de esfuerzos con la letra sigma mayúscula en negrilla ($\boldsymbol{\Sigma}$). A una fuerza de superficie denotar con letra minúscula en negrilla (e.g. $\mathbf{s}$), su magnitud con la misma letra en minúscula en cursiva s. A una fuerza de masa, por una letra mayúscula, en San Serif (e.g. B).

Haigh-Westergaard que puede ser usado para definir las magnitudes del tensor de esfuerzos, definida por sus tres magnitudes de los esfuerzo principales (Figura 7.4a). Sin embargo esta forma de representar el tensor de esfuerzos es incompleta cuando no se acompaña de un cuadro que informe acerca de las orientaciones de los tres esfuerzos principales (Figura 7.4b). En este sentido, esta forma de representar el tensor de esfuerzos es fuerte para representar las magnitudes de sus componentes principales, más es débil para representar sus orientaciones; lo contrario a lo que ocurría con la representación en la proyección estereográfica.

El espacio Haigh-Westergaard se emplea para mostrar cómo cambian las magnitudes de los esfuerzos principales de un tensor de esfuerzos en un punto para un determinado tiempo o acción (e.g. cómo cambian las magnitudes del tensor de esfuerzos en un punto del macizo rocoso debajo de un reservatorio, cuando éste es llenado), lo que se conoce como *trayectoria de esfuerzos* . Esta representación es suficiente para tensores de esfuerzos donde las orientaciones de los esfuerzos principales no cambian (i.e no existe rotación de los esfuerzos principales), condición que se cumple en la mayoría de los análisis de esfuerzos en masas de suelo. Sin embargo, dentro de los macizos rocosos y en excavaciones subterráneas, el cambio del tensor de esfuerzos ante ciertas alteraciones del medio ocurre por cambios de las magnitudes y de las orientaciones de los esfuerzos principales. De este modo, la *trayectoria de esfuerzos* de un macizo rocoso es mucho mas complejo de representar. Harrison y Hudson [211] listan un grupo de principios, con sus respectivos corolarios, sobre trayectorias de esfuerzos en macizos rocosos sometidos a alteraciones de este tipo; para luego proponer un método nuevo para ilustrar de forma simultanea los cambios en los seis componentes independientes del tensor de esfuerzos en un punto. Este método sugiere graficar las magnitudes de los esfuerzos principales encima de las trayectorias de

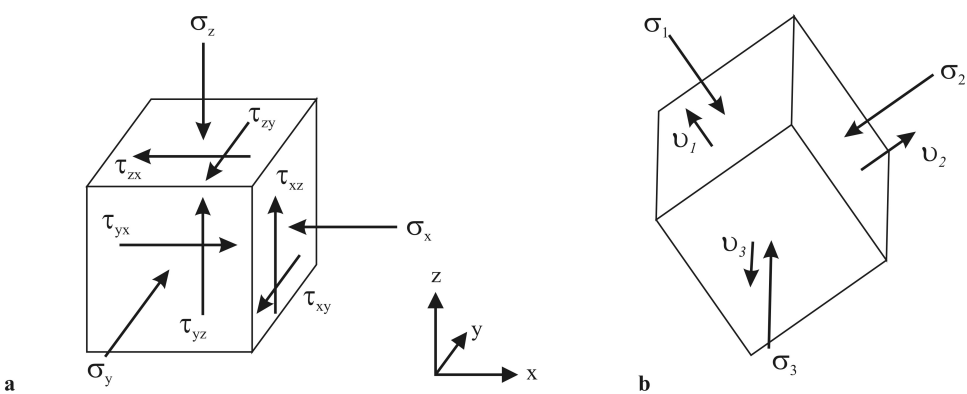


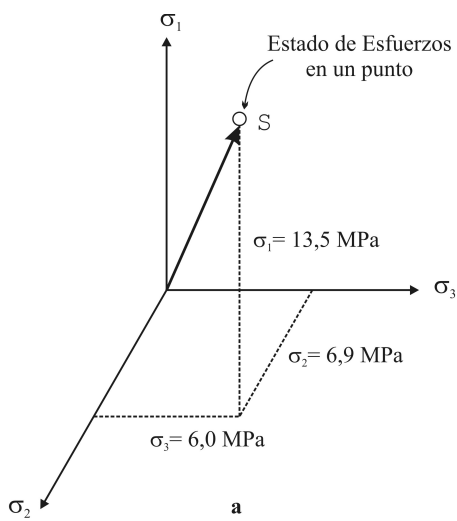
Figura 7.3 Tensor de esfuerzos en el espacio geométrico tridimensional cartesiano, siendo x coincidente con el Norte, y con el Este y z con el Nadir. **a** Representado por nueve variables (seis independientes); **b** representado por tres vectores y tres direcciones.

los cambios de sus respectivas orientaciones, en la proyección estereográfica de hemisferio inferior. La Figura 7.5 muestra la representación de la trayectoria de esfuerzos en un punto según los principios propuestos por estos autores.

7.4. Términos relativos a esfuerzos o tensores

Existen diferentes términos en el lenguaje práctico de la ingeniería de rocas que hablan de *esfuerzos* cuando en realidad se habla de un campo de tensor de esfuerzos, un tensor de esfuerzos, un vector esfuerzo o la magnitud del vector esfuerzo. Veamos por ejemplo los siguientes términos:

- *esfuerzo tectónico* se refiere en realidad al campo de tensores de esfuerzos causado por el movimiento de placas tectónicas. Este tensor es un tensor perturbador. Es mejor nombrar a este término *campo de tensores de esfuerzos tectónicos* y denotarlo por $\mathbf{\Sigma}_T$;
- *esfuerzo gravitacional* es el vector esfuerzo de magnitud σ_v, orientación vertical (000/90) y sentido positivo. Es un componente del tensor de esfuerzos naturales, causado por el peso de la roca por encima del punto analizado;
- *esfuerzo natural* se refiere en realidad al campo de tensores de esfuerzos que existe en un volumen de macizo rocoso antes de ser alterado por el volumen que ocupa la zona



Esfuerzo	Rumbo (°)	Buzamiento (°)
σ_1	097	33
σ_2	340	35
σ_3	217	38

b

Figura 7.4 Representación del tensor de esfuerzos en el espacio Haigh-Weestergaard. **a** Vista desde cualquier punto dentro del espacio Haigh-Weestergaard; **b** Cuadro que muestra la orientación de los tres vectores de esfuerzos principales.

de influencia de una actividad de ingeniería. Es mejor llamarlo *campo de tensores de esfuerzos naturales* o por el acrónimo CTEN; y denotarlo por $\mathbf{\Sigma}_N$;

- *esfuerzo regional* se refiere al campo de tensor de esfuerzos natural o perturbado en un dominio geológico extenso. Mejor llamarlo *campo regional de tensor de esfuerzos* y denotarlo por $\mathbf{\Sigma}_R$;
- *esfuerzo lejano* se refiere al campo de tensores de esfuerzos localizado en una zona alejada del volumen que ocupa la zona de influencia de un medio perturbador, como por ejemplo una excavación subterránea. Mejor llamarlo *tensor de esfuerzos lejanos* y denotarlo por $\mathbf{\Sigma}_F$;
- *esfuerzo local*, se refiere al campo de tensor de esfuerzos en un dominio pequeño. Llamarlo *campo local de tensor de esfuerzos* ($\mathbf{\Sigma}_L$);
- *esfuerzo próximo* se refiere al campo de tensor de esfuerzos en una región que está perturbada por el volumen que ocupa la zona de influencia de un medio perturbador ($\mathbf{\Sigma}_P$);
- *esfuerzo inducido* se refiere al tensor que modifica el tensor de esfuerzos naturales, que puede incrementar o disminuir la magnitud y/o puede rotar la dirección de cada uno de los componentes del tensor de esfuerzos naturales. Mejor denominarlo *tensor de esfuerzos inducidos* y denotarlo como S_I;
- *esfuerzo residual* se refiere a un campo de tensores de esfuerzos naturales, que difiere del campo regional debido a que en su volumen tiene energía de deformación no disipada (energía de deformación atrapada), presente en sitios donde existió una actividad tectónica pasada (i.e. campo de tensores de esfuerzos tectónico) y/o cambio de composición mineralógica o recristalización local del material rocoso y/o concentración de agua o lixiviados. Denominarlo *campo de tensores de esfuerzos residuales* ($\mathbf{\Sigma}_R$);

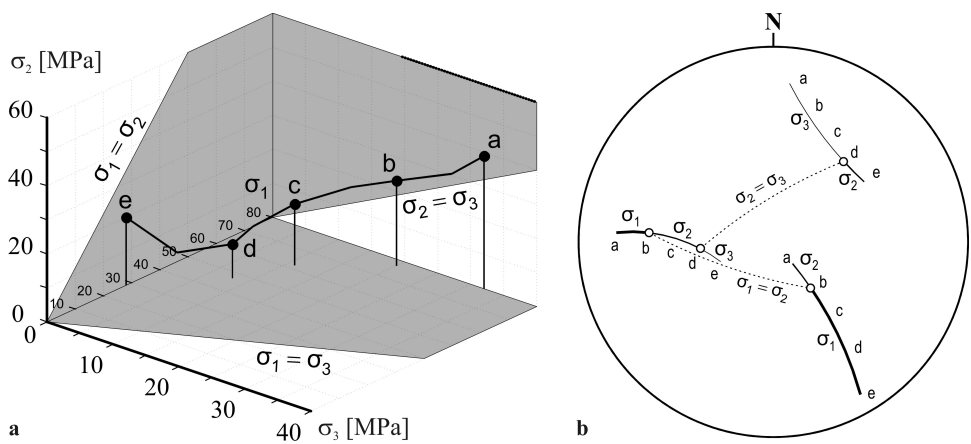


Figura 7.5 Representación completa de la trayectoria de esfuerzos en un punto. **a** Magnitudes de los esfuerzos principales en el espacio de esfuerzos Haigh-Weestergaard; **b** Orientaciones de los esfuerzo principales en el espacio geométrico en proyección estereográfica de hemisferio sur [211].

- *esfuerzo térmico* se refiere a un campo de tensor de esfuerzos que se crea por la imposibilidad del material de dilatarse por la presencia de un gradiente térmico. Denotarlo por $\mathbf{\Sigma}_{\mathrm{M}}$;
- *paleo-esfuerzo* se refiere a la evidencia física presente en un volumen de macizo rocoso, que en el pasado en él, estuvo presente un campo de esfuerzos natural diferente al actual. Mejor denominarlo *campo de tensores de esfuerzos pasados* o *campo de tensores de paleo-esfuerzos* ($\mathbf{\Sigma}_{\mathrm{Pal}}$);
- *tensor o campo de esfuerzos perturbadores* se refiere a un tensor o un campo de tensores de esfuerzos que altera cualquier tensor o campo inicial existente en el medio, tal como el CTEN ($\mathbf{\Sigma}_{\mathrm{Per}}$).

7.5. Modelos de campo de tensores de esfuerzos naturales

Los esfuerzos naturales en el macizo rocoso provienen de tres fuentes principales: fuerzas de gravedad, fuerzas tectónicas (estas últimas debidas al movimiento de las placas de la corteza) y fuerzas de rozamiento entre dos superficies adyacentes.
Las fuerzas de gravedad generan esfuerzos verticales que son más representativas cuando el macizo rocoso se formó en capas sedimentarias extensas y horizontales. En este caso, la fuerza vertical a la profundidad z desarrollará un esfuerzo vertical de compresión σ_{v} proporcional al peso promedio del macizo rocoso que está por encima del punto de análisis, e igual a la siguiente expresión (Ecuación 7.4), donde ρ_{m} es la densidad promedio del macizo rocoso que está por encima de punto de análisis y g es la aceleración de la gravedad de la Tierra. El producto $\rho_{\mathrm{m}}\, g$ puede variar por lo general de $25\,\mathrm{kN\,m^{-3}}$ a $27\,\mathrm{kN\,m^{-3}}$.

$$\sigma_{\mathrm{v}} = \rho_{\mathrm{m}}\, g\, z \tag{7.4}$$

El promedio de las densidades se obtiene a partir de registradores de densidad en el macizo rocoso por medio de sondas de densidad (*density logs*). Con la disponibilidad de estas medidas, la estimación de la magnitud del esfuerzo vertical en una profundidad dada es más exacta sin recurrir a la densidad promedio de la densidad del macizo rocoso, a través de la Ecuación 7.5. En ausencia de los registros de densidad, el esfuerzo total vertical se estima con las medidas de los registros geofísicos de profundidad, si se conoce el tiempo de viaje de ondas sonoras y el tipo de material [95].

$$\sigma_{\mathrm{v}} = \int_0^{z_{\mathrm{f}}} \rho_{\mathrm{m}}\, g\, \mathrm{d}z \tag{7.5}$$

La Figura 7.6 muestra los resultados de sólo las magnitudes de los esfuerzos verticales que componen el campo de tensores de esfuerzos naturales obtenido a través de un modelo elástico lineal cuando se tiene una superficie de terreno plano y horizontal[2].
Existen otros factores que modifican los esfuerzos naturales. Por ejemplo, a poca profundidad de la superficie, las variaciones abruptas de la topografía (típica sólo en macizos rocosos) también influyen en la distribución del estado de esfuerzos del macizo rocoso.
Respecto a la influencia de la topografía en la verticalidad del σ_v, se comenta que en la parte superior de la corteza terrestre la inclinación (i.e. inmersión) de este esfuerzo puede estar en el rango de 70° a 90° [190], y su magnitud puede variar en $\pm 10\,\%$ el valor de la Ecuación 7.4. Este aspecto, en suelos, no es tan influyente, debido a que las formaciones de suelos no forman grandes variaciones de relieve con grandes espesores y además que éstos no sostienen o conservan esfuerzos, sino que tiende a disiparlos. La Figura 7.7 muestra cómo las magnitudes de los esfuerzos verticales varían por la presencia de un valle.
Otro factor que modifica el estado de esfuerzos naturales en el macizo rocoso es la heterogeneidad del mismo. Por ejemplo, en el macizo rocoso heterogéneo mostrado en la Figura 7.8a, los esfuerzos verticales estarán concentrados en formaciones más rígidas y *protegen* las capas más deformables. En la Figura 7.8b se muestra el campo de magnitudes de los esfuerzos verticales del mismo macizo rocoso, donde en adición se tiene la presencia del valle modelado con anterioridad.
También la heterogeneidad estructural (e.g. presencia de anticlinales, sinclinales, diques, fallas) modifican el campo de esfuerzos gravitacionales (Figura 7.9). Tanto la magnitud y la orientación de los esfuerzos que componen los tensores del campo cambian a través del tiempo geológico, dando lugar a pliegues, sistemas de diaclasas y fallas en respuesta de las fuerzas de las épocas pasadas. Estos procesos dinámicos son la mayoría de los causantes de crear un sistema heterogéneo de esfuerzos en los macizos rocosos, que también están sujetos al actual régimen tectónico. Asimismo, las inclusiones posteriores a la época de formación de un macizo rocoso también influenciarán el estado de esfuerzos de éste último. Por ejemplo, el alto valor del módulo elástico de un dique de cuarzo influye en el estado de esfuerzo de una Dolerita intruida por el mismo. Por lo tanto, se espera que la magnitud y la orientación de estos esfuerzos varíen según los diferentes sistemas geológicos.
También, como se dijo, el estado de esfuerzos de un macizo rocoso puede provenir de un campo de fuerzas de actividad tectónica. Si bien, el tectonismo activo no implica que el área tenga alta probabilidad a que se produzcan sismos (i.e. zona activa a los sismos), los esfuerzos asociados con la actividad sísmica actúan en forma regional, y pueden correlacionarse con particularidades estructurales como pliegues y fallas horizontales. Por ejemplo, los macizos rocosos rígidos sometidos a esfuerzos tectónicos de compresión se caracterizan por tener en el componente horizontal de esfuerzos una magnitud mayor a la magnitud del componente de esfuerzos vertical, y del otro componente horizontal.

[2] El mismo resultado se obtendría si se hace cumplir la Ecuación 7.4 para cada punto de la región, pero se aprovecharía la malla desarrollada para mostrar otros aspectos que se describen más adelante.

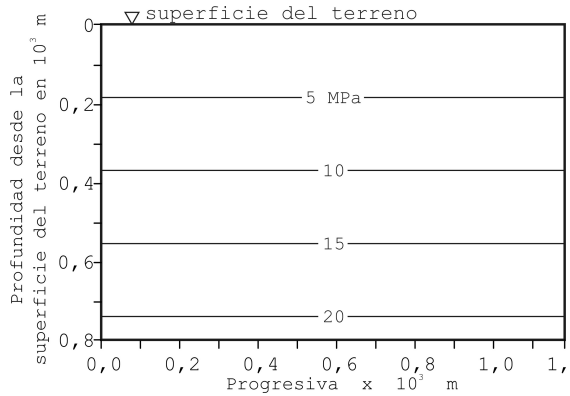


Figura 7.6 Campo de magnitudes de esfuerzos verticales en un macizo rocoso homogéneo con propiedades: $\rho_m g = 18{,}8\,\mathrm{kN\,m^{-3}}$, $\nu_m = 0{,}25$ y $E_m = 6{,}9\,\mathrm{GPa}$.

La Figura 7.10 muestra los resultados de una modelación de un sinclinal rígido entre dos materiales menos rígidos sometido a esfuerzos tectónicos horizontales. Como puede compararse con las anteriores figuras, el peso de la roca no está distribuido de forma uniforme en el macizo (c.f. Figura 7.6), ni las magnitudes son bajas, como la encontrada en ausencia del esfuerzo tectónico (c.f. Figura 7.8a y 7.9); todo esto debido a que las fuerzas tectónicas actúan independientes de la presencia de cualquier otro agente perturbador del campo de tensores de esfuerzos.

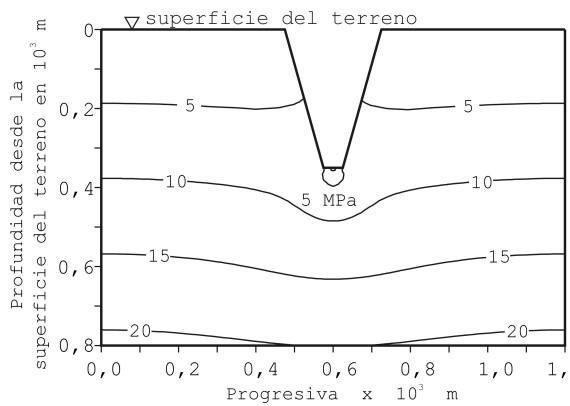


Figura 7.7 Campo de magnitudes de esfuerzos verticales en un macizo rocoso homogéneo influenciados por la topografía después de producirse un proceso de erosión ocurrido en un determinado tiempo geológico. Las propiedades del macizo son las mismas al de la Figura 7.6.

7.5.1. Litostático según la regla de Heim

Las condiciones litostáticas, o también llamado geoestáticas, se rigen según la regla de Heim y sólo se cumple para grandes profundidades (i.e. $> \approx 10\,\text{km}$). La regla indica que en profundidad, en un tiempo geológico dado y bajo condiciones de cargas constantes, el macizo rocoso compensa sus esfuerzos (i.e. la resistencia a corte a largo plazo [tiempo geológico] de la roca tiende a cero) debido a esfuerzos diferenciales internos y procesos de fluencia del material rocoso. Por consiguiente, las magnitudes principales del tensor de esfuerzos según la regla de Heim serían iguales entre si y equivalentes a la carga geoestática en el punto de análisis (i.e. $\sigma_\text{H} = \sigma_\text{h} = \sigma_\text{v} = \gamma_\text{m}\, z$). Para cualquier sistema coordenado, el tensor de esfuerzos litostático es independiente de la dirección. Por ejemplo para un sistema

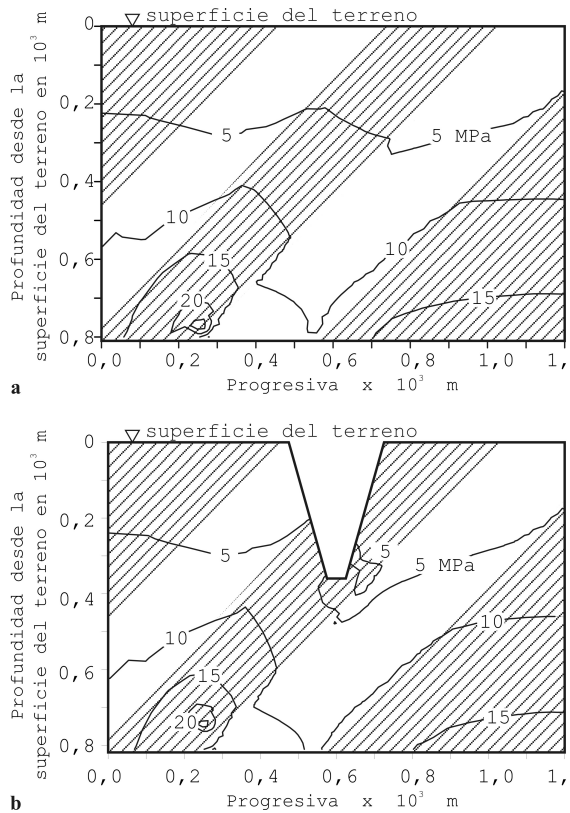


Figura 7.8 Campo de magnitudes de esfuerzos verticales en un macizo rocoso heterogéneo, con propiedades: ν_m =0,25 , y para el *material tramado*: E_m =6,9 GPa y $\rho_\text{m} g$ =18,8 kN m^{-3}; *material blanco*: E_m =20,7 GPa y $\rho_\text{m} g$ =26,7 kN m^{-3}. **a** En topografía plana; **b** con valle de erosión.

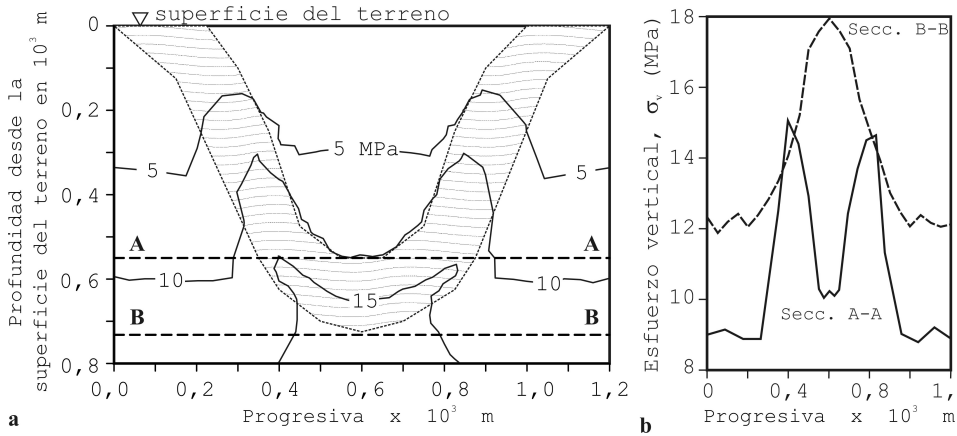


Figura 7.9 Campo de magnitudes de esfuerzos verticales en un macizo rocoso heterogéneo con las mismas propiedades de la Figura 7.8, pero con un sinclinal. Se asume en la modelación que se produjo la disipación de esfuerzos que indujeron la formación del sinclinal. **a** Isolíneas de la magnitud del esfuerzo vertical y ubicación de la secciones de corte A-A y B-B; **b** variación de las magnitudes del esfuerzo vertical en las secciones A-A y B-B.

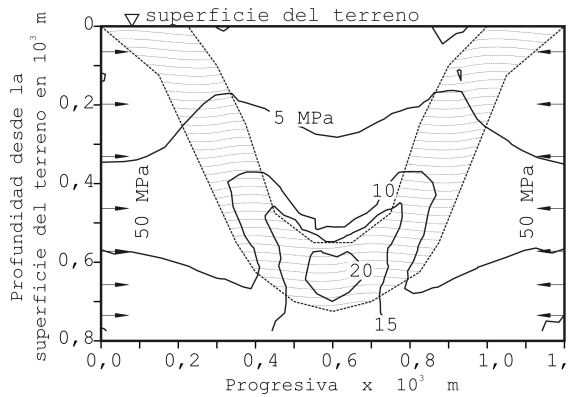


Figura 7.10 Campo de magnitudes de esfuerzos verticales en un macizo rocoso heterogéneo con un sinclinal con las mismas propiedades de la Figura 7.9 pero sometido a un esfuerzo tectónico horizontal compresivo σ_H de 50 MPa. Se admitió también que se produjo la disipación de esfuerzos que indujeron la formación del sinclinal.

coordenado x, y, z coincidente con el Norte, Este y Nadir, respectivamente, el tensor de esfuerzos naturales será como se muestra en la Ecuación 7.6.

$$\mathsf{S}_{\mathrm{N}} = \gamma_{\mathrm{m}} z \begin{bmatrix} 1\,0\,0 \\ 0\,1\,0 \\ 0\,0\,1 \end{bmatrix} \tag{7.6}$$

A un similar estado de esfuerzos se llega en el caso del suelo cuando está en un estado de fluido no-consolidado que ocurre cuando se deposita en primera instancia (e.g. suelo en formación en el fondo del mar).

7.5.2. Triaxial axisimétrico según la teoría de la elasticidad

Las magnitudes del campo de esfuerzos para profundidades someras, según la teoría de elasticidad y en condición triaxial axisimétrica, se expresa según las Ecuaciones 7.7, donde ν_{m} es la relación de Poisson del macizo rocoso.

$$\sigma_{\mathrm{v}} = \gamma_{\mathrm{m}} z \tag{7.7a}$$

$$\sigma_{\mathrm{H}} = \sigma_{\mathrm{h}} = \left(\frac{\nu_{\mathrm{m}}}{1 - \nu_{\mathrm{m}}} \right) \gamma_{\mathrm{m}} z \tag{7.7b}$$

Si se asume $\nu_{\mathrm{m}} = 0{,}25$ y $\gamma_{\mathrm{m}} = 27\,\mathrm{kN\,m^{-3}}$, los esfuerzos horizontales serían iguales a un tercio el esfuerzo vertical. Además, si se asume $\nu_m = 0{,}5$ la condición triaxial axisimétrica se reduce a la condición litostática.
En este caso, el tensor de esfuerzos depende de la dirección del esfuerzo vertical, mientras que es independiente para los esfuerzos horizontales. Para un sistema coordenado `x`, `y`, `z` coincidente con el Norte, Este y Nadir, respectivamente, el tensor de esfuerzos naturales será como se muestra en la Ecuación 7.8.

$$\mathsf{S}_{\mathrm{N}} = \begin{bmatrix} \sigma_{\mathrm{H}} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_{\mathrm{h}} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{\mathrm{v}} \end{bmatrix} = \gamma_{\mathrm{m}} z \begin{bmatrix} \left(\frac{\nu_{\mathrm{m}}}{1-\nu_{\mathrm{m}}} \right) & 0 & 0 \\ 0 & \left(\frac{\nu_{\mathrm{m}}}{1-\nu_{\mathrm{m}}} \right) & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \tag{7.8}$$

Esta condición triaxial axisimétrica del tensor de esfuerzos se verificó en suelos transportados sedimentarios y en algunas rocas sedimentarias en regímenes tectónicos de baja distensión o compresión nula (i.e. regiones no alteradas por tectonismo). Además, tiene que cumplirse que la cuenca de formación de la roca sedimentaria no haya modificado sus dimensiones y espesores en el tiempo geológico. Todas estas condiciones hacen que la condición del tensor de esfuerzos naturales triaxiales axisimétricas, según la teoría de la elasticidad, se cumpla poco en un macizo rocoso. Este aspecto se cumple en materiales sedimentarios no consolidados, los granulares (e.g. gravas, arenas y ciertos limos) y en aquellos de baja cohesión (e.g. limos y algunas arcillas) una vez terminada la disipación de presión de poros.

Si se comprueba que en una determinada región, la magnitud del esfuerzo vertical está regido por el sobre-peso del macizo rocoso, pero que por alguna razón no detectada en las cercanías de un punto se encuentra un sector en particular donde su magnitud varía en cierta proporción de la vertical (e.g. una anomalía), se puede esperar a que el esfuerzo en otros puntos cercanos de esta anomalía sea menor en una proporción similar; esto para compensar y equilibrar el estado de esfuerzos de toda la región.

7.5.3. *Triaxial axisimétrico según el concepto de pre-consolidación*

Para condiciones donde la cuenca de formación de la roca sedimentaria haya modificado su espesor en el tiempo geológico por el proceso de erosión, las magnitudes de los esfuerzos que componen el tensor de esfuerzos naturales en un punto es según la Ecuación 7.9, donde σ_{pc} es el esfuerzo de pre-consolidación [189].

$$\sigma_v = \gamma_m z \tag{7.9a}$$

$$\sigma_H = \sigma_h = \sigma_{pc} - \left(\sigma_{pc} - \gamma_m z\right)\left(\frac{\nu_m}{1-\nu_m}\right) \tag{7.9b}$$

En sitios donde se observen fenómenos pasados de erosión en un macizo rocoso, que previa a la erosión alcanzó un estado litológico estable (e.g. condición triaxial axisimétrico según la teoría de la elasticidad), se puede predecir que la relación de las magnitudes del esfuerzo horizontal con el esfuerzo vertical (K) disminuye a medida que aumenta la profundidad, llegando al valor de K de pre-erosión. Esto ocurre cuando la profundidad del punto considerado es mucho mayor al espesor de la sobre-carga removida.

7.5.4. *Triaxial en campo tectonizado*

Si se asume que la condición de esfuerzos del macizo rocoso fue según una condición biaxial basada en la teoría de la elasticidad (i.e. macizo rocoso sedimentario) S_{Ni}, y que en la actualidad recibe la influencia de un tensor tectónico S_T, entonces el tensor de esfuerzos naturales actual de ese macizo rocoso se obtendría con la suma de ambos tensores. La Ecuación 7.10 muestra la expresión de este tensor en un sistema coordenado `x`, `y`, `z` coincidente con el Norte, Este y Nadir, respectivamente.

$$\mathsf{S}_N = \mathsf{S}_{Ni} + \mathsf{S}_T \tag{7.10a}$$

$$\mathsf{S}_\mathrm{N} = \begin{bmatrix} \sigma_\mathrm{H} & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_\mathrm{h} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_\mathrm{v} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \sigma_{\mathrm{T}xx} & \sigma_{\mathrm{T}xy} & \sigma_{\mathrm{T}xz} \\ \sigma_{\mathrm{T}yx} & \sigma_{\mathrm{T}yy} & \sigma_{\mathrm{T}yz} \\ \sigma_{\mathrm{T}zx} & \sigma_{\mathrm{T}zy} & \sigma_{\mathrm{T}zz} \end{bmatrix} \tag{7.10b}$$

Sin embargo, se entra en una disyuntiva, porque el tensor S_T es desconocido; y valor conocido sumado a un valor desconocido da un valor desconocido. De este modo, el campo de esfuerzos triaxial sería la condición más común y generalizada presentes en los macizos rocosos y se da según la Ecuación 7.11.

$$\mathsf{S}_\mathrm{N} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \tag{7.11}$$

Como el macizo rocoso también tiene que satisfacer con la condición de equilibrio estático de los momentos angulares, se cumple la siguientes igualdades (Ecuación 7.12), que logra reducir el número de incógnitas del tensor de nueve a seis.

$$\sigma_{xy} = \sigma_{yx} \tag{7.12a}$$

$$\sigma_{xz} = \sigma_{zx} \tag{7.12b}$$

$$\sigma_{yz} = \sigma_{zy} \tag{7.12c}$$

Por la cantidad de incógnitas que presenta el tensor S (i.e. seis), no se tienen claras teorías para estimar el campo de esfuerzos en sitio de un punto; y de ahí la importancia de la medida de los esfuerzos naturales, porque cualquier condición original válida estará alterada por otros tensores originados en lo posterior.

Por lo general, se asume que el tensor de esfuerzos naturales en cualquier punto tiene direcciones principales: una vertical y dos horizontales; de este modo, el tensor se reduce a la siguiente expresión (Ecuación 7.13). Esta condición es válida por ejemplo en topografías planas (e.g. mesetas, altiplanos, llanos) en macizos rocosos homogéneos, isotrópicos y libre de mega-discontinuidades estructurales (e.g. zonas de falla).

$$\mathsf{S}_\mathrm{N} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & 0 \\ \sigma_{xy} & \sigma_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{zz} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{\mathrm{H}x} & \sigma_{\mathrm{H}y} & 0 \\ \sigma_{\mathrm{h}y} & \sigma_{\mathrm{h}y} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_\mathrm{v} \end{bmatrix} \tag{7.13}$$

Además, como el tensor es ortonormal, sólo con conocer la orientación de uno de los tensores horizontales (e.g. dirección del esfuerzo horizontal mayor σ_H) se logra conocer la dirección del restante tensor horizontal (e.g. dirección del esfuerzo horizontal menor σ_h). La Ecuación 7.14 muestra la expresión del tensor de esfuerzos naturales en función de las tres magnitudes principales y la dirección del esfuerzo principal mayor, dada por su acimut respecto al norte (α_H). De este modo se muestra que si se asume un tensor de esfuerzos naturales con direcciones principales vertical-horizontales, se necesita conocer sólo cuatro variables.

$$\mathsf{S}_{\mathrm{N}} = \begin{bmatrix} \sigma_{\mathrm{H}} \cos\alpha_{\mathrm{H}} & \sigma_{\mathrm{H}} \sin\alpha_{\mathrm{H}} & 0 \\ -\sigma_{\mathrm{h}} \sin\alpha_{\mathrm{H}} & \sigma_{\mathrm{h}} \cos\alpha_{\mathrm{H}} & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_{\mathrm{v}} \end{bmatrix} \tag{7.14}$$

En un volumen continuo de macizo rocoso dado, el campo de tensores de esfuerzos naturales $\boldsymbol{\Sigma}_{\mathrm{N}}$ puede escribirse como una función de argumentos tensoriales dependientes de la posición en el espacio, dado por la coordenadas x,y,z, del siguiente modo (Ecuación 7.15).

$$\boldsymbol{\Sigma}_{\mathrm{N}} = \mathsf{S}_{\mathrm{N}}(x, y, z) \tag{7.15}$$

7.6. Campo de tensores de esfuerzos naturales a escalas regionales

Desde un punto de vista regional, se puede determinar el campo de tensor de esfuerzos naturales recientes a través de medidas de mecanismos focales de sismos (*earthquake focal mechanisms*), medidas de grupo de fallas planas (*set fault planes*) y las medidas del sentido de su desplazamiento (*slip sense*) [300, 277](también llamado *medida de vectores de deslizamiento en fallas estriadas*), medidas de desplazamientos con sistema de posicionamiento global en la corteza terrestre, a través de instrumentación de fallas activas [190], y medidas de orientación de venas volcánicas e intrusiones ígneas [190]. Muchos de estos métodos usan los fundamentos del modelo de regímenes de falla de Anderson, y sus resultados son comparados con la base de datos del mapa de esfuerzos del mundo.

7.6.1. Modelo de regímenes de falla de Anderson

Como se mencionó en los últimos párrafos de la Sección 7.5.4, la estimación del campo de tensores de esfuerzos a grandes profundidades es un problema complejo debido a la dificultad de conocer las orientaciones de cada esfuerzo. Esta estimación será práctica y posible sólo si se asume que los tres esfuerzos principales en profundidad son: el esfuerzo total vertical σ_{v} y los dos esfuerzos totales principales horizontales, σ_{H} y σ_{h}. La suposición es el caso más común presentado en la mayoría de los pozos profundos en el mundo [464]. Sin embargo, en algunos casos ésta podrá ser incorrecta, en especial a pocas profundidades de la superficie o, por ejemplo, cercanos a los domos de sal en profundidad.
No obstante, si se asume esta suposición en términos generales como válida, Anderson [19] propuso tres modelos friccionantes [103] en tres regímenes de estado de esfuerzos asociados a regímenes de fallas (Figura 7.11), estos son:

- régimen de extensión o régimen normal de esfuerzos (N): existe cuando $\sigma_v > \sigma_H > \sigma_h$. En este caso $\sigma_1 = \sigma_v$, la gravedad genera fallas normales y el desplazamiento de falla ocurre cuando el esfuerzo principal horizontal menor (σ_h) alcanza un valor bajo dependiendo de la profundidad y presión de poros;
- régimen de esfuerzos con desplazamiento de rumbo (SS): existe cuando $\sigma_H > \sigma_v > \sigma_h$ que corresponde a un régimen de falla de rumbo con desplazamiento principal en dirección horizontal. Representa un estado de esfuerzo intermedio ($\sigma_2 = \sigma_v$). En este caso la falla ocurre cuando la diferencia entre σ_H y σ_h es grande;
- régimen de esfuerzos de falla inversa (RF): existe cuando la relación $\sigma_H > \sigma_h > \sigma_v$. El campo de esfuerzos es muy compresivo y los dos esfuerzos horizontales exceden al esfuerzo vertical ($\sigma_3 = \sigma_v$). La falla inversa ocurre cuando el esfuerzo principal máximo horizontal (σ_H) es grande relativo al esfuerzo vertical.

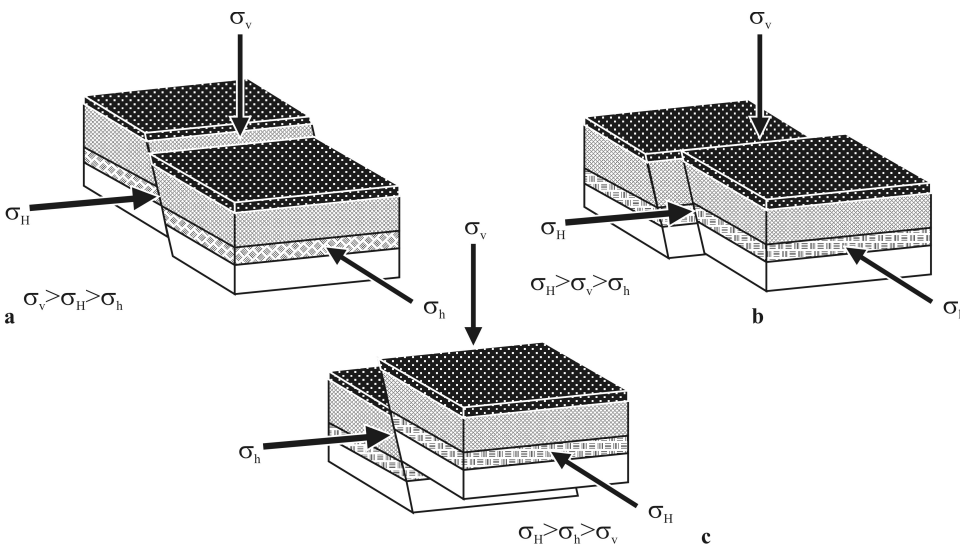


Figura 7.11 Regímenes de falla según el modelo regional de Anderson [19]. **a** Régimen de falla normal; **b** régimen de falla por desplazamiento de rumbo; **c** régimen de falla inversa.

Lo anterior se resume en que: en las fallas normales, σ_1 es vertical; en fallas transpresivas, σ_2 es el vertical; y en las fallas inversas, σ_3 es el vertical; y en los tres casos el plano de falla hace un ángulo menor a 45° con la dirección de σ_1 y donde σ_2 está contenido en tal plano de falla.

Si se conocen las magnitudes de los tres esfuerzos principales, es posible hacer la clasificación del régimen mediante la relación de forma θ (Ecuación 7.16), valor que mide las magnitudes relativas de los esfuerzos principales.

$$\theta = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\sigma_3 - \sigma_1} \tag{7.16}$$

Si θ es igual a cero y el esfuerzo vertical σ_v es igual al esfuerzo principal menor σ_3, se tiene un régimen de compresión radial; mientras que si σ_v es el mayor ($\sigma_v = \sigma_1$) se tiene un régimen extensional uniaxial. Si θ es igual a uno y $\sigma_v = \sigma_3$ el régimen es de compresión uniaxial, y si $\sigma_v = \sigma_1$ el régimen es radial de extensión. Si σ_v es igual a σ_3 se tiene un régimen de compresión, si σ_v es igual a σ_2 es de régimen de rumbo (i.e. régimen transpresivo); y si σ_v es igual a σ_1 se tiene un régimen extensional (Cuadro 7.1, Figura 7.12).

Cuadro 7.1 Clasificación de los regímenes de esfuerzos de acuerdo con la relación de forma θ.

Esfuerzo vertical σ_v igual a	Relación de forma θ	Clasificación del régimen
σ_3	0,0 a 0,5	Compresivo radial
	0,5 a 1,0	Compresivo uniaxial
σ_2	1,0 a 0,5	Transpresivo uniaxial compresivo
	0,5 a 0,0	Transpresivo uniaxial extensivo
σ_1	0,0 a 0,5	Extensivo uniaxial
	0,5 a 1,0	Extensivo radial

Si se toma un determinado criterio de ruptura, el régimen de esfuerzos puede estar en el lugar geométrico de una gráfica delimitada por cuatro líneas, que en su conjunto se denomina el *polígono de esfuerzos*: la línea de esfuerzos geoestáticos (línea 1), la línea del mínimo esfuerzo principal horizontal (línea 2), la línea del máximo esfuerzo principal horizontal (línea 3) y la línea de máximos esfuerzos cortantes (línea 4). El polígono de esfuerzos para un estado de esfuerzos donde el esfuerzo vertical es igual a 70 MPa, correspondiente a una profundidad de 3 000 m para un peso unitario de 23 kN m^{-3} y parámetros de Mohr-Coulomb de ϕ de 31 ° y c de 0 MPa, se muestra en la Figura 7.13.

7.6.2. Medidas de mecanismos focales de sismos

El mecanismo de un sismo en la litósfera se asume que se genera en una falla pre-existente o en una nueva falla a esfuerzos de corte. Por ejemplo, para el caso de una falla transpresiva que generó un sismo, este mecanismo necesita un campo con esfuerzos principales horizontales σ_1 y σ_3 orientados de tal forma que el desplazamiento ocurra en el plano de la falla cuando el esfuerzo desviador $(\sigma_1 - \sigma_1)$ aumenta lo suficiente. Al producirse el desplazamiento se irradia del plano de falla ondas compresivas, a la vez se reducen los esfuerzos de corte en ella y en un plano perpendicular a la misma. Del plano perpendicular a la falla

se generan ondas de radiación y se crean dos cuadrantes opuestos de ondas compresivas y dos cuadrantes opuestos de ondas de radiación. De todo esto, resulta en que se crean dos cuadrantes opuestos de ondas compresivas y dos cuadrantes de ondas de radiación. La orientación espacial de los planos por donde estas ondas salen dará la información del régimen de la falla, que es la base del método por medidas de mecanismos focales de sismos (FPS: *Fault Plane Solution*).

La forma de representar el mecanismo de falla de cada sismo registrado es mediante la proyección de los planos donde se producen las ondas de radiación en el hemisferio sur de una esfera unitaria centrado en el hipocentro del sismo, denominada *esfera focal* o *bola de playa*. Esta representación puede ser válida tanto para sismos aislados o para un grupo de sismos.

El conocer y representar el mecanismo de un sismo da información de la orientación del tensor de esfuerzos en la región donde se produjo el sismo. Este mecanismo indica si la falla está en un régimen transpresivo, normal o inverso; además de la orientación de los esfuerzos y la ubicación en el espacio (i.e. coordenadas geográficas y profundidad). Sin embargo, la precisión de la orientación es limitada. En adición, si se modela el mecanismo de falla, es posible incluso tener una idea de algunas magnitudes de los esfuerzos que componen el tensor. En este caso se asume por simplicidad una falla plana de un área dada y de forma circular.

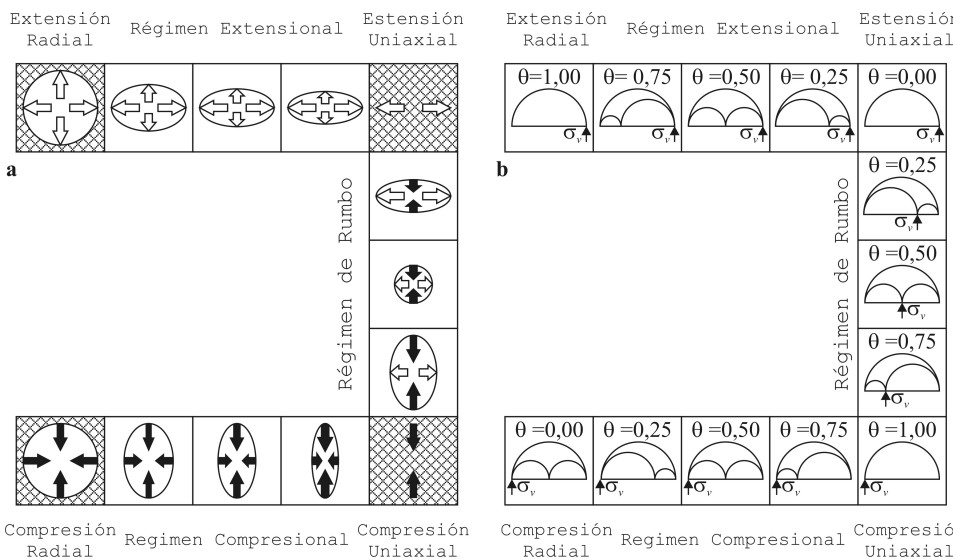


Figura 7.12 Clasificación de los regímenes de esfuerzos a partir de la relación de forma θ, los cuadros con tramado indican los cuatro tensores de axisimétricos. **a** Diagrama de elipses de esfuerzos; **b** Diagrama de círculos de Mohr. (Modificado de [358]).

La Figura 7.14a muestra los mecanismos focales de sismos superficiales encontrados en el norte de Los Andes. A partir de estos datos se logró estimar el campo de tensores de esfuerzos de ocho regiones dentro del territorio colombiano (Cuadros P, C, B, D, T, G, E y J de la Figura 7.14b).
El Cuadro 7.2 muestra los valores numéricos del tensor de esfuerzos para la región U de la Figura 7.14b obtenidos a partir del análisis de mecanismos focales de sismos superficiales. Observe en el cuadro, que para tener el tensor de esfuerzos completo es necesario conocer una magnitud adicional aparte de la magnitud del esfuerzo vertical, que puede asumirse gravitacional (Ecuación 7.4). Por tanto, el presente método en su versión básica no da información completa del campo de esfuerzos naturales de un sitio.

Cuadro 7.2 Esfuerzos naturales obtenidos por el análisis de mecanismos sísmicos para la región U de la Figura 7.14b [128].

Área	w_{acc} %	n_{p1}	n_{p2}	σ_1 en MPa		σ_2 en MPa		σ_3 en MPa		θ
				Dir.	Inmer.	Dir.	Inmer.	Dir.	Inmer.	
U_{com}	40	52	8	324	00	056	83	234	07	0,31
U_{ext}	35	10	0	226	56	009	28	109	17	0,76

w_{acc}: menor nivel de ajuste considerado aceptable; n_{p1} número de planos nodales aceptados; n_{p2} número de planos nodales eliminados; Dir.: dirección de la orientación principal del esfuerzo; Inmer.: inmersión de la orientación principal del esfuerzo; θ: relación de forma.

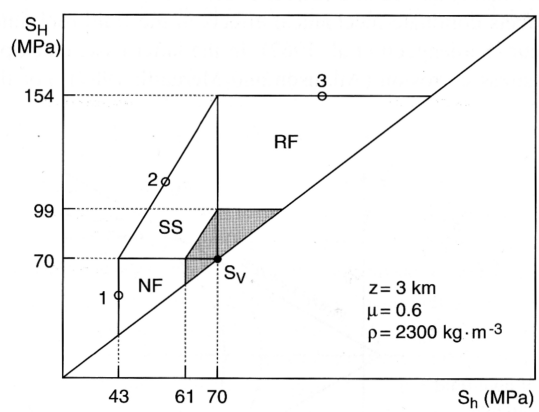


Figura 7.13 Rango del régimen de esfuerzos presentes para un esfuerzo principal vertical de σ_v=70 MPa donde se asume el criterio de Mohr-Coulomb neto friccionante, con $\phi = 31°$. El *punto 1* representa un régimen de falla por desplazamiento de rumbo.

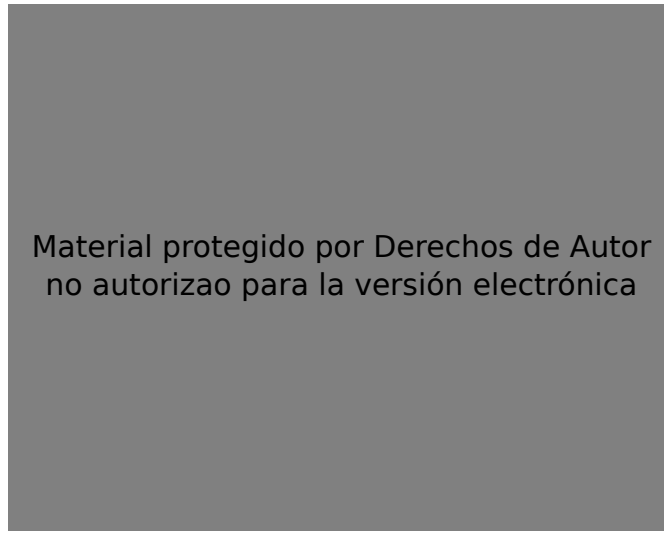


Figura 7.14 Mecanismos focales de sismos en el norte de Los Andes [128]. **a** Mecanismos de superficie ($< 60\,\text{km}$); **b** Campo y regímenes de esfuerzos propuestos.

7.6.3. Medida de vectores de deslizamiento en fallas estriadas

En la técnica de medida de vectores de deslizamiento en fallas estriadas (FSS: *Fault Slip Striations*), es necesario definir una falla de desplazamiento (*fault-slip*) de referencia (*datum*). La referencia de la falla de desplazamiento está compuesta por la orientación de la falla, la orientación de desplazamiento (slip orientation) y el sentido del desplazamiento (sense of slip). Para obtener la orientación del campo de esfuerzos de tensores de esfuerzos se puede emplear el algoritmo de inversión de Carey [105, 104].
Las hipótesis fundamentales que posibilitan interpretar el significado de las superficies estriadas a lo largo de planos de fallas, en término de esfuerzos son:

- para cada estación de mediciones: un evento tectónico dado se caracteriza por un solo tensor de esfuerzos homogéneo;
- para un evento tectónico: el deslizamiento responsable de la estriación ocurre en la misma dirección y sentido que la proyección del esfuerzo de corte en cada plano de falla;
- la dirección y el sentido del indicador cinemático en el plano de falla, dependen de la orientación del vector esfuerzo y de la relación de forma θ del elipsoide de esfuerzos del tensor.

En muchos casos, la orientación de desplazamiento (*slip orientation*) y el sentido del desplazamiento (*sense of slip*) no son conocidos o son difíciles de obtenerlos. Para este caso, se tiene un método para estimar el campo de tensores de esfuerzos si se asume que la dirección del esfuerzo cortante en el plano de falla tiende a ser paralelo a la dirección del desplazamiento [300]. Esta suposición posibilita obtener resultados muy cercanos a los reales. Un reciente método posibilita hacer la inversión de datos para obtener el tensor de esfuerzos sin conocer aquella información [373]. La Figura 7.15a muestra la dirección y buzamiento de planos normales de falla (i.e. grandes círculos) y la orientación del vector de desplazamiento para cada uno de los círculos (i.e. puntos sobre el arco circular) en el hemisferio sur de una proyección estereográfica; ambos que fueron los datos de entrada para el proceso de inversión de las orientaciones de los esfuerzos principales (Figura 7.15b).

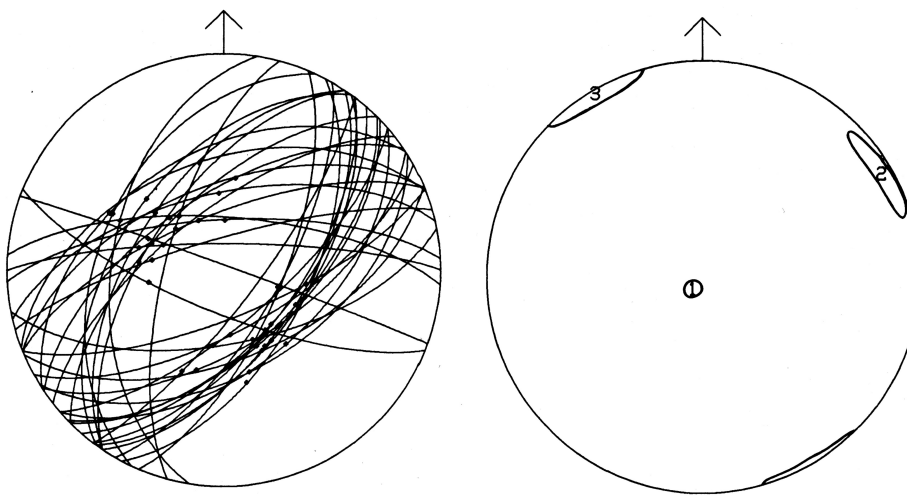


Figura 7.15 Obtención de la orientación de los esfuerzos principales del régimen de fallas normales de la parte central de la isla de Creta, con $\theta = 0{,}12° \pm 0{,}07°$ [300]. **a** Datos de la dirección de las estriaciones (*puntos*) en planos de fallas (*grandes círculos*); **b** orientación de los esfuerzos principales según las áreas de confiabilidad para un 95 % (contornos cerrados).

7.6.4. El mapa de esfuerzos del mundo

El *Mapa de Esfuerzos del Mundo* (WSM: *World Stress Map*) [356] es una recopilación en curso de datos de esfuerzos tectónicos contemporáneos de la corteza terrestre, cuya uniformidad y calidad se garantiza de acuerdo con normas internacionales.
El WSM es usado por varias instituciones académicas e industriales que trabajan en un amplio rango de las disciplinas de la Tierra tales como geodinámica, explotación de hidrocarburos e ingeniería (e.g. estabilidad de minas, túneles, perforaciones y evaluación del riesgo sísmico). En el WSM se usan diferentes tipos de indicadores de esfuerzos para determinar la orientación de los esfuerzos principales. Estos tipos se agrupan en cuatro categorías:

- mecanismos focales de sismos;
- análisis de fracturas en paredes de pozos de perforación (*well bore breakouts*);
- fracturas inducidas por perforaciones;
- medidas de esfuerzos en sitio (sobre-perforación, fracturación hidráulica, *borehole slotter*);
- datos geológicos recientes de análisis de deslizamiento de fallas y alineamientos de los respiraderos volcánicos.

La Figura 7.16 muestra un mapa de esfuerzos obtenidos de WSM dentro de continente sudamericano, en las cercanías del Altiplano Boliviano y Perú.

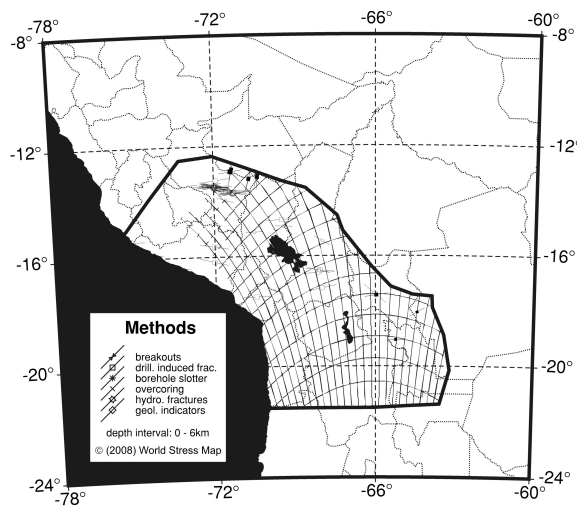


Figura 7.16 Mapa del posible campo de esfuerzos superficiales (< 6 km) en la cordillera de los Andes en la Placa del Altiplano, en proyección Cónica Conforme de Lambert generado con datos del WSM [356].

7.7. Campo de tensores de esfuerzos naturales a escalas locales

Estimar el campo de tensores de esfuerzos naturales a una escala local se refiere a conocer este campo en el volumen de perturbación (PV: *Perturbation Volume*) del macizo rocoso del proyecto.

7.7.1. Inversión de datos puntuales

El campo de tensores de esfuerzos a nivel local se logra con la estimación de los tensores de esfuerzos iniciales en varios puntos discretos distribuidos en el volumen de perturbación del macizo rocoso con un posterior proceso de *inversión de datos*, que es un proceso matemático que posibilita estimar un campo continuo de valores a partir de puntos conocidos. Los procesos de inversión a partir de datos puntuales de tensores de esfuerzo para determinar el campo de tensores de esfuerzos en el plano se usaron en el proyecto del Mapa Mundial de Esfuerzos (WSM: *World Stress Map*) [356], por ejemplo. El mayor defecto de este método es la imposibilidad de obtener un único y confiable campo de esfuerzos.
El método de mínimos cuadrados empleado para realizar la inversión de datos geofísicos (e.g. datos de resistividad, sísmica de refracción, sísmica de reflexión, tensores de esfuerzos) es el propuesto para realizar este cálculo [417, 298, 327, 374]. La aproximación está basada en una teoría de optimización de valores iniciales. El principal esquema es de buscar la mínima solución de una función objetivo con cierta regularización, por ejemplo la regularización de Tikhonov [259] o el criterio de Occam o *solución del modelo suave* (*smoothest model solution*) [121, 146, 313].
Los algoritmos usados para solucionar el problema de optimización incluyen una aproximación linealizada (e.g. el algoritmo del descenso más alto, el método del gradiente conjugado) y algunas aproximaciones similares [e.g. método del subespacio [314], la inversión de Tarantola & Valette [417], y la inversión del espacio dual [109]]). Las mayores ventajas de esta clase de método son la eficiencia computacional y la facilidad de incorporar información *a priori*. No obstante, todos los métodos requieren del cálculo de las derivadas de Fréchet que forman la matriz Jacobiana de la función objetivo. Inclusive algunas veces, se requiere la segunda derivada que se usa para armar la matriz Hessiana cuando se toma la aproximación cuadrática [282]. Sin duda, el mayor problema de solución radica en calcular las derivadas de Fréchet.
Los métodos de inversión para determinar el campo de tensores de esfuerzos iniciales son en su mayoría asumidos para un macizo rocoso Continuo, Homogéneo, Isótropo y Linealmente Elástico (CHILE). En materiales anisótropo, el problema de determinar el campo de

tensores de esfuerzos por inversión se complica aún más, ya que éste se ve influenciado por el grado de ortotropía.
En muy pocos casos fue estimado el campo de tensores de esfuerzos en el espacio. Una referencia a cerca de la determinación del campo de tensores de esfuerzos tridimensioanal aplicados a la ingeniería petrolera se tiene en [115]. El estudio del campo de tensores de esfuerzos en tres dimensiones toma en cuenta la ocurrencia estratigráfica; las formas geométricas de los pliegues; la ocurrencia de las fallas, su actividad y ocurrencia; los parámetros físicos y mecánicos del macizo rocoso, los agentes geológicos importantes (e.g. gravedad, fuerzas tectónicas, temperatura).

7.7.2. Método integrado de determinación de esfuerzos

Ask [24] describe el *Método Integrado de Determinación de Esfuerzos* (ISDM: *Integrated Stress Determination Method*) como una herramienta para estimar el campo de tensores de esfuerzos de una región a partir de pruebas puntuales de sobre-perforación con las sondas CSIR y CSIRO tipo-HI, ensayos de fracturación hidráulica, ensayos hidráulicos de fracturas preexistentes (HTPF) o una combinación de éstos. El volumen de roca tiene que cumplir con el criterio de homogeneidad, y se define a partir de la distribución de los datos de esfuerzo disponibles en ese volumen. Las discontinuidades conducen a subdivisiones del volumen de roca y series de datos. El algoritmo que se empleó para resolver la inversión de estos datos fue el método no lineal de los mínimos cuadrados (i.e. método de los gradientes). Los valores iniciales para emplear el método de los gradientes se determinan por los datos de esfuerzos disponibles o a través de una búsqueda global estadística por el método de Monte-Carlo.

7.7.3. Discontinuidades como indicadores del campo de tensores de esfuerzos

Las discontinuidades presentes en el macizo rocoso pueden usarse como indicadores de la presencia del campo de tensores de esfuerzos, debido a que el proceso de formación de las discontinuidades es un evento intrínseco de disuasión de energía y redistribución de esfuerzos.
Por ejemplo, las familias de discontinuidades con persistencias diferenciables presentes en un macizo rocoso son un reflejo que existió una concentración de esfuerzos irregulares en el mismo. Asimismo, las discontinuidades verticales en el macizo rocoso se pueden asociar con la presencia de magnitudes bajas de los esfuerzos horizontales. Las familias de discon-

tinuidades cuyas orientaciones son compatibles con la falla compresiva del macizo rocoso, pueden relacionarse con el campo de esfuerzos que desarrollan dichas discontinuidades. También en las fallas conjugadas, la dirección del esfuerzo principal mayor coincide con el bisector agudo del ángulo dihédrico de la falla. El esfuerzo principal menor coincide con el bisector obtuso, y el esfuerzo principal intermedio coincide con la línea de intersección de los dos planos de falla (Figura 7.17). Ésta misma falla se presenta en las muestras cúbicas sometidas a compresión poliaxial.

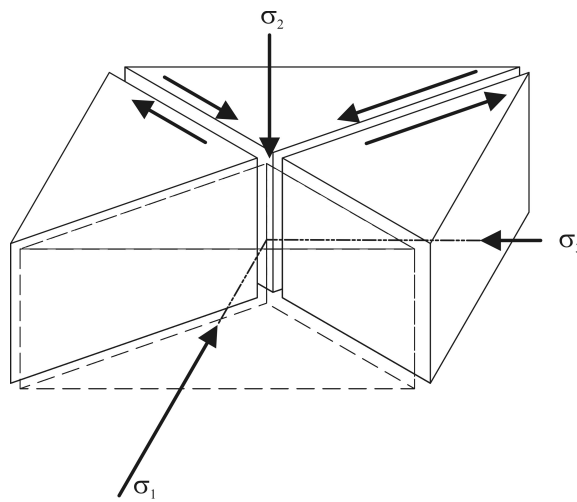


Figura 7.17 Relación entre la geometría de una falla conjugada y los esfuerzo principales.

Asimismo, una discontinuidad abierta no sostiene un esfuerzo normal o esfuerzo de corte perpendicular y paralelo a su superficie, respectivamente. La superficie de discontinuidad llega a ser un plano principal de esfuerzos con un esfuerzo principal cero. Cuando la discontinuidad está cerrada, abierta o contiene relleno, las trayectorias de esfuerzos estarán perturbadas. Si uno se imagina este efecto a gran escala, se observaría que adyacente a todas discontinuidades del macizo rocoso, se tiende a tener valores de esfuerzos locales variables, tanto en magnitudes como en orientaciones.

Por otro lado, toda superficie expuesta de roca no-soportada resulta ser un plano de esfuerzos principales, porque sobre estas superficies no hay esfuerzo normal actuando en ellas. De este modo, en el entorno las orientaciones de los esfuerzos principales serán paralelas a las superficies de la pared expuesta no soportada. Más aún, la magnitud del componente del esfuerzo principal que actúa normal a la superficie libre no-soportada es igual cero.

Sin embargo, la complejidad de usar estos indicadores radica en que varios eventos tectónicos pueden sobreponerse en un mismo macizo rocoso, y por consiguiente las discontinuidades presentes no serán indicadores muy claros del actual campo de tensores de esfuerzos.

7.7.4. Otros métodos y criterios

Según el criterio elástico y para determinar el campo de tensores en bloques estables de la litosfera, se sugieren tres métodos alternativos basados en el análisis de las orientaciones de las discontinuidades [176, 305].
Asimismo, existen diversos criterios de observación durante trabajos en las obras que pueden servir para vislumbrar la existencia de los cambios en los estados de esfuerzos, que si se asumen ciertas hipótesis dan una idea retrospectiva del estado inicial de esfuerzos. Éstos son las medidas de convergencia en túneles y excavaciones, los ensayos *troutest* empleado por mineros de carbón, la presencia de altas presiones de gas o agua, la convergencia o colapso de las paredes de una perforación de avance, el incremento de la relación del volumen de material extraído respecto volumen inicial excavado y por último estallidos en las paredes de las excavaciones (i.e. *rock bursting*).

7.8. Estimación puntual del tensor de esfuerzos

Con los anteriores métodos es siempre posible estimar, en un determinado punto, el orden de magnitud y la dirección de los esfuerzos que componen el tensor, pero nunca se puede estar seguro sin antes realizar medidas en el mismo sitio. La campaña de medidas del tensor de esfuerzos iniciales en un punto dado dentro del macizo rocoso puede ser difícil de ejecutar y en casi todos los casos costosos de conseguir. Es importante que los beneficios esperados de la medida del tensor de esfuerzos puntuales sean evaluados y que el programa de ejecución sea muy bien planificado. Las medidas de los tensores de esfuerzos puntuales también presentan sus dificultades, en especial en su representatividad, debido a que cada medida tendrá muy poca relación con el promedio de los valores del volumen elemental representativo.
Estas estimaciones puntuales son comunes en el campo de la ingeniería minera, pero por ser éstas de alto costo, son menos frecuentes en obras de ingeniería civil. Los trabajos de ingeniería de minas son apropiados para un completo programa de estimación de tensores de esfuerzos, debido a que un buen entendimiento posibilita diseños más precisos que resultarán en ganancias en la productividad de la mina. No obstante, desconocer el tensor de esfuerzos naturales de algunos puntos puede incrementar el costo de construcción de una determinada obra civil dentro del macizo rocoso. Por ejemplo, en un túnel en el norte de Suecia [157], se encontráron puntos con esfuerzos mayores a 10 veces el esfuerzo esperado si se asumía una distribución geoestática.
Muchos de los métodos de medida que se emplean para la estimación puntual sólo determinan algunos de los esfuerzos de todo el tensor. Por consiguiente, cada medida resulta ser una parte de una más compleja serie de medidas y estimaciones necesarias, que al final logrará tener el tensor completo. Los métodos que se usan en la actualidad son los siguientes:

- métodos de fracturación inducida:
  - fracturación mecánica (SF: *Sleeve Fracturing*);
    - sonda de simple fractura (BJSF: *Borehole Jack Single-Fracture probe*) [275];
    - sonda de doble fractura (DF: *Double-Fracture probe*) [383, 111];
  - fracturación hidráulica (HF: Hydraulic Fracturing);
- métodos de alivio del macizo rocoso (RM: *Relief Methods*);
  - alivio en la superficie del terreno (SR: *Surface Relief*);
    - en ranura plana;
    - en orificio circular [189, 149];
  - alivio en hoyos de perforación (BR: *Borehole Relief*);
    - con medidas con núcleo retirado u *Overcoring* (OC)[3];
      - sonda uniaxial norteamericana de la USBM o celda Maihak;
      - sonda biaxial sudafricana del CSIR;
      - sonda triaxial norteamericana BDG (*Borehole Deformation Gauge*) de la USBM[50];
      - sonda triaxial Sigra (IST: *In-situ Stress Tool*)
      - sonda sueca *Borre* del SSPB [395];
      - sonda triaxial sudafricana del CSIR (TSC: *Triaxial Strain Cell*) [271];
      - sonda australiana con inclusión hueca del CSIRO (CSIRO-HI) [450]
      - sonda portuguesa STT (*Stress Tensor Tube*) del LNEC [280, 110];
      - sonda brasilera Furnas-1 [23];
      - sonda brasilera de roseta fluctuante Furnas-2 [23];
      - sonda japonesa CCBO (*Compact Conical-ended Borehole Overcoring*) [310];
      - sonda japonesa DCCBO (*Downward Compact Conical-ended Borehole Overcoring*) [370];
      - sonda noruega de la LUT [272];
    - con medidas con núcleo presente o *Undercoring* (UC);
      - sonda sudafricana *Doorstopper* del CSIR [271];
      - sonda de grandes profundidades DDGS (*Deep Doorstopper Gauge System*) del MLEP-AEC [424];
  - alivio de cavidades distintas a los hoyos de perforación;
- método de compensación de esfuerzos por gatos planos (FJ: *Flat Jack*);
- método de análisis de rompimientos y fracturas en pozos de perforación;
  - análisis de rompimientos en hoyos de perforación (BBO: *Bore-Hole Breackouts*);

[3] El término *con núcleo retirado* se adopta en el presente texto como la traducción de *overcoring*. Se conoce también como *sobre-perforación*, como una traducción del término en inglés *overcoring*. Sin embargo ésta última es un anglicismo que no es reconocido en el idioma español y además no representa el concepto verdadero.

- fracturación hidráulica en fracturas pre-existentes (HTPF: *Hydraulic Testing of Pre-Existing Fractures*);

- métodos basados en el análisis de cuerpos de prueba;
  - método de inspección de facciones meso– y micro–estructurales;
  - método de inspección de la integridad física por medidas de la velocidad de propagación de ondas sonoras;
    - análisis simple de velocidad de propagación de ondas sonoras;
    - análisis diferencial de velocidad de propagación de ondas sonoras;
  - método de recuperación de deformaciones inelásticas (ASR: *Anelastic Strain Recovery*);
    - análisis diferencial de deformaciones;
    - análisis de la tasa de deformación;
  - método de identificación del Efecto Kaiser;
    - método WASM-AE [437];
    - aproximación uniaxial;
    - aproximación triaxial;
  - método de análisis del fenómeno de fragmentación en discos de núcleos (i.e. disqueamiento o *core discing*) .

Medidas puntuales por algunos de estos métodos fueron hechas en el continente Sudamericano con fines de estimar el tensor de esfuerzos naturales para las regiones que comprendieron centrales hidroeléctricas, minas y pozos petroleros. El Cuadro 7.3 muestra un resumen de algunos de estos proyectos reportados en la literatura técnica de la región.

7.8.1. Método de fracturación hidráulica

El ensayo de fracturación hidráulica (HF), muchas veces llamado de *fracturamiento hidráulico* o de *fractura hidráulica*, es una técnica para estimar el estado puntual de esfuerzos del macizo rocoso dentro de un hoyo de perforación. De este modo el ensayo puede abarcar desde profundidades someras hasta grandes profundidades, dependiendo de la limitación del equipo de perforación y bomba hidráulica disponible. También sus resultados son útiles para estimar la resistencia *in-situ* a tracción del macizo rocoso.
El uso de este ensayo se inició en la década de los cuarenta del siglo XX, como un artificio para incrementar la producción del petróleo a través de fracturar un segmento aislado y presurizado alrededor del hoyo de perforación.
Tomando como fundamento las observaciones de Hubbert & Willis [221] se demostró con la teoría de la elasticidad (i.e. fórmula de Kirsh o también conocida como fórmula de Lamé) que después de asumir un macizo rocoso isótropo sin fisuras ni discontinuidades preexistentes y a presiones de fluido p conocidos, que la orientación de la fractura generada

Cuadro 7.3 Algunos sitios donde se realizaron ensayos puntuales para la estimación del tensor de esfuerzos naturales en Sudamérica.

Sitio o proyecto	Método de ensayo	Ref.
Central Hidroeléctrica Ilha Solteira, Brasil	Sonda con inclusión hueca STT	[309]
Central Hidroeléctrica Agua Vermelha, Brasil	Sonda con inclusión hueca STT	[309]
Central Hidroeléctrica Itaipú, Brasil	Sonda con inclusión hueca STT	[309]
Central Hidroeléctrica Serra de Mesa, Brasil	Fracturación hidráulica (90), Gatos planos, Sonda con inclusión hueca STT	[309]
Central Hidroeléctrica Queimado, Brasil	Sonda doorstopper, Fracturación hidráulica, *Overcoring* con sonda de deformaciones de la USBM	[309]
Central Hidroeléctrica Itá, río Uruguai RS-SC, Brasil	Ranura plana en superficie, Fracturación hidráulica	[309]
Central Hidroeléctrica Anta-Simplício, río Paraíba RJ-MG, Brasil	Fracturación hidráulica	[e.l.]
Central Hidroeléctrica San Carlos, Colombia	*Overcoring* con sonda de deformaciones de la USBM	[e.l.]
Central Hidroeléctrica Porce II, Colombia	*Overcoring* con sonda de deformaciones de la USBM	[e.l.]
Central Hidroeléctrica Porce III, Colombia	Fracturación hidráulica, *Overcoring* con sonda de deformaciones de la USBM	[407]
Central Hidroeléctrica Yanango, Perú	Fracturación hidráulica (3)	[248]
Central Hidroeléctrica Coca-Coda Sinclair, Ecuador	Fracturación hidráulica (24)	[248]
Central Hidroeléctrica Lluclla, Arequipa Perú	Fracturación hidráulica (8)	[248]
Central Hidroeléctrica Chimbay, ríos Tulmayo y Monobamba, Perú	Fracturación hidráulica (6)	[248]
Pozo petrolero en la cuenca Portigar RN, Brasil	Recuperación de deformaciones inelásticas, Análisis de rompimientos en hoyos de perforación	[89]
Pozo petrolero en el campo Albacora en cuenca Campos RJ, Brasil	Recuperación de deformaciones inelásticas, Fracturación hidráulica	[90]
Pozo petrolero en el campo Marlim en cuenca Campos RJ, Brasil	Recuperación de deformaciones inelásticas	[90]
Cantera Olho de Pombo, Santo Antônio de Pádua RJ, Brasil	Alivio en la superficie del terreno	[399]
Cantera Pedra Madeira, Santo Antônio de Pádua RJ, Brasil	Alivio en la superficie del terreno	[399]
Mina el Teniente, Chile	*Overcoring* con sonda de deformaciones de la USBM, Sonda Doorstopper CSIR, Sonda con inclusión hueca CSIR-HI (total 150)	[445]
Mina el Teniente, Chile	Método WASM-AE (6)	[444]

Notas: [e.l.] referirse a este libro como fuente de información. Los números entre paréntesis de la segunda columna indica la cantidad de esos ensayos.

por esta técnica estaba relacionada con el campo de esfuerzos *in-situ* para esa profundidad; más aún, que la generación de la fractura azimutal cercana a ser vertical está relacionada con el esfuerzo horizontal menor.
Para este último mecanismo de falla (i.e. fractura vertical azimutal[4]), se halló que las magnitudes de los esfuerzos naturales horizontales (σ_h y σ_H) están relacionadas con la presión que crea la primera fractura en el primer ciclo p_b (también llamada *Presión de Ruptura de Fractura*), en el segmento aislado dentro del hoyo de perforación, según la Ecuación 7.17; donde T_0 es la resistencia a tracción del material rocoso.

$$p_b = T_0 + 3\sigma_h - \sigma_H - p \tag{7.17}$$

También se observó, para el mismo mecanismo de falla: que después de la primera generación de la fractura vertical azimutal, la presión en el segmento aislado dentro del hoyo de perforación cae a una magnitud p_c; que esta última presión puede aproximarse a la diferencia de la primera presión máxima p_b y la resistencia a tracción T_0 (Ecuación 7.18)[5]; y que en los subsecuentes ciclos, las presiones máximas alcanzan sólo la presión del segundo ciclo (p_c).

$$p_c = p_b - T_0 \tag{7.18}$$

Cuando en cualquier ciclo se interrumpe la presión en el segmento aislado dentro del hoyo de perforación, se observó que ésta cae a una presión denominada *presión instantánea de cierre* (ISIP: *Instantaneous Shut-In Pressure*) y denotada como p_{isip}. Si se asume que la fractura formada, normal a $\sigma_3 = \sigma_h$, se mantiene abierta luego del cierre de presión en el hoyo de perforación; entonces la magnitud del esfuerzo principal menor es equivalente a la presión instantánea de cierre (Ecuación 7.19).

$$\sigma_h = \sigma_3 = p_{isip} \tag{7.19}$$

Esta primera solución sugiere que el fluido inyectado sólo penetraba en el macizo rocoso por la fractura generada, lo que obliga a ensayar en macizos rocosos sanos, en hoyos limpios y sin camisa (e.g. caso de las perforaciones con diamantina[6]), y lo más importante, el criterio limita a que se encuentre una fractura vertical azimutal, para que el esfuerzo principal menor sea horizontal. Esta situación es típica y válida sólo para regímenes transpresivo o normal, de este modo, las anteriores hipótesis no son válidas para regímenes inversos [190].

---

[4] *Fractura azimutal* es una fractura vertical con su plano paralelo a cualquier dirección del azimut, esto para diferenciar de las fracturas verticales concéntricas, también presentes en los hoyos de perforación bajos otros regímenes de esfuerzos.

[5] Con la Ecuación 7.18 se puede aproximar el valor de T_0 pero algunos prefieren hacer ensayos de tracción sobre el material rocoso, pero se pierde exactitud por el efecto escala.

[6] La solución se extendió en algunos casos a macizos rocosos no-sanos (i.e. con fisuras y discontinuidades) en hoyos de perforación con camisa de protección o con lodo de perforación dentro del mismo.

Esta limitación fue ignorada en muchas medidas del campo de esfuerzos aplicadas en pozos petroleros, debido a que el error es bajo cuando el esfuerzo horizontal mayor es mayor al esfuerzo vertical, que se cumple a grandes profundidades cuando se alcanza una condición litostática. Sin embargo, no debe ignorarse para medidas cercanas a la superficie (i.e. aproximadamente $< 500\,\mathrm{m}$).
La fractura vertical azimutal se forma si p_b es menor a σ_v cuando el esfuerzo tangencial en el entorno del hoyo de perforación es menor a la resistencia a tracción uniaxial, y ésta se abre en dirección normal al esfuerzo principal menor. Esta situación hace posible conocer la orientación del esfuerzo horizontal menor, si por algún método se logra conocer la orientación de la fractura.
Con el objeto de incorporar el efecto de la permeabilidad del material rocoso y la presión de inyección del fluido como un modificador del esfuerzo alrededor del mismo, se propuso una solución a partir de los fundamentos de la teoría de la poro-elasticidad, [203] (Ecuación 7.20). Esta ecuación refina la solución para macizos rocosos porosos como las areniscas, que son contenedores de hidrocarburos. Las constantes $0 \leq \alpha \leq 1$ y $0 \leq \nu \leq 0{,}5$ son las constantes de Biot y relación de Poisson del material rocoso, respectivamente. Este modelo da valores similares al anterior modelo si $0\,\mathrm{MPa} < 3\,\sigma_h - \sigma - H - 2\,p < 25\,\mathrm{MPa}$ [216].

$$p_\mathrm{b} - p = \frac{3\sigma_\mathrm{h} - \sigma_\mathrm{H} + T_0}{2 - \alpha\left(\frac{1-2\nu}{1-\nu}\right)} \tag{7.20}$$

Luego se propuso otro criterio de cálculo del fenómeno de fracturación hidráulica mediante la teoría de la mecánica de las fracturas [365, 364], debido a que en este proceso se tendrá que tomar también en cuenta el desarrollo y propagación de las discontinuidades y algunas fracturas presentes en el macizo rocoso (i.e. macizos rocosos no-sanos).
El ensayo HF está normalizado según la norma ASTM D4645 [52], y sugerido por la ISRM [202]. La Figura 7.18 muestra el equipo para el ensayo del método de fractura hidráulica. Aún no se ha propuesto una solución para casos en que se generen fracturas no-verticales, por lo que el método sigue siendo una limitante para regiones con regímenes inversos y a profundidades someras. También el ensayo es limitado para macizos rocosos anisótropos (e.g. macizos rocosos sedimentarios) y para macizos rocosos muy fracturados o porosos.

7.8.2. Método de fracturación hidráulica en fracturas pre-existentes

El método de fracturación hidráulica en fracturas pre-existentes (HTPF) es una modificación del método HF descrito con anterioridad. En este caso, los obturadores se posicionan de tal modo de incluir cada fractura pre-existente en la pared del hoyo de perforación, y la

sonda se posiciona en la profundidad exacta de la fractura pre-existente. Luego, la presión en el HTPF se ecualiza con el esfuerzo normal de la fractura pre-existente.
Las ventajas de este método son: que no se necesita de una fractura vertical azimutal (ella puede tener cualquier inclinación); y el campo de esfuerzos se determina sin hacer ninguna suposición con respecto a la orientación del esfuerzo principal ni comportamiento constitutivo del macizo rocoso. Por lo tanto, no es necesario conocer la resistencia a tracción uniaxial T_0.
Sin embargo, el método HTPF consume más tiempo. Para obtener el estado de esfuerzos bi-dimensional se necesitan de tres fracturas pre-existentes independientes y en la práctica se necesitan de 5 a 10 fracturas pre-existentes, por no siempre con el mínimo de tres fracturas es posible obtener un resultado confiable. Para obtener el estado de esfuerzos tri-dimensional se necesitan seis fracturas pre-existentes, y en la práctica de 9 a 20.
Muy semejante al caso del método HF, los resultados no son muy representativos en macizos rocosos anisótropos o heterogéneos.

7.8.3. Métodos de alivio en hoyos de perforación

Los métodos de alivio en hoyos de perforación son los métodos más usados en la ingeniería civil para la medida de tensores de esfuerzos. Consiste en medir las diferentes deformacio-

Figura 7.18 Sonda de medida del método de fractura hidráulica.

nes del macizo rocoso desde un estado inicial, cargado con el campo de esfuerzos naturales, hasta un estado final, aliviado del campo de esfuerzos; para volver a calcular el propio tensor. El volumen al que el tensor de esfuerzos representa cuando se mide por estos métodos es pequeño, él está alrededor de 10^{-3} m^3 y 10^{-2} m^3 [460].
Este método fue diseñado, y por consiguiente apropiado, para macizos rocosos sanos o poco fracturados con material rocoso resistente. El método no es apropiado para grandes profundidades (i.e. 2 000 m) donde se producen rupturas en los hoyos de perforación por exceder la resistencia del macizo rocoso a causa de la redistribución y reorientación de esfuerzos en las cercanías del hoyo. Sin embargo, esta desventaja resulta ser también una ventaja, porque posibilita medir el tensor de esfuerzos a pocas profundidades o bajas magnitudes, donde otros métodos no son apropiados por no alcanzar magnitudes de los esfuerzos suficientes para activar el mecanismo que revela la información del tensor de esfuerzos. Algunas sodas no son apropiadas para hoyos de perforación llenos de fluidos porque no miden la presión de éste durante las medidas y/o porque los sensores no se adhieren bien al macizo rocoso en la presencia de fluido.
Los métodos de alivio en hoyos de perforación se dividen en aquellos que hacen medidas con núcleo retirado (i.e. medidas *overcoring*) y los que hacen las medidas con núcleo presente (i.e. medidas *undercoring*). A continuación se describen estos dos métodos.

Con medidas con núcleo retirado

Es un método donde se realizan las medidas de deformación en las paredes internas que el núcleo extraído dejó como resultado del proceso de perforación (i.e. con núcleo retirado fuera del hoyo [*overcoring*]) . La gran ventaja de este método es que posibilita identificar tensores con esfuerzos principales no paralelos con los ejes vertical y horizontales (i.e. tensores rotados), situación que no se logra en la mayoría de los métodos de estimación. Sin embargo, se requiere de una perforación piloto inicial a todas las perforaciones, para mantener lo más exacto posible los hoyos concéntricos necesarios en el procedimiento.
El procedimiento general de este método es:

- perforar un hoyo de diámetro mayor (e.g. 150 mm) hasta la profundidad deseada;
- perforar otro hoyo concéntrico al anterior, de diámetro menor (e.g. 38 mm) desde la base del anterior hoyo, a una profundidad mayor a una vez la longitud de la sonda;
- la relación entre el diámetro mayor con el menor tiene que ser de al menos 2, para evitar la creación de rupturas en el anillo formado;
- preparar las paredes laterales del hoyo de perforación menor;
- preparar la pared de fondo del hoyo de perforación menor de acuerdo al tipo de sonda que se usará;
- introducir la sonda en el interior del hoyo menor, posicionado de acuerdo al tipo de sonda;

- accionar la sonda de modo que los sensores entren en contacto con las paredes del hoyo de perforación.

A partir de este momento se inicia el proceso de alivio del macizo rocoso, que consiste en continuar la perforación del hoyo mayor desde su inicial base hasta una profundidad de al menos una vez el diámetro del hoyo menor a partir de la base del hoyo menor. Durante el proceso de perforación se registra la deformación de una de las siguientes paredes del hoyo de perforación menor (esto está relacionado con el tipo de sonda que se usa):

- pared lateral interna;
- pared plana del fondo de perforación;
- pared cónica del fondo de perforación;
- pared esférica del fondo de perforación.

El registro de las deformaciones continúa hasta conseguir la estabilización de las lecturas a más allá finalizada la perforación. De acuerdo al comportamiento de deformación del macizo rocoso (e.g. ortotropía, homogeneidad, continuidad o discontinuidad), escoger el modelo constitutivo del mismo; y de acuerdo con la sonda usada, usar la cantidad de ensayos necesarios para hacer la inversión de datos, que posibilitará estimar el tensor de esfuerzos en ese punto. Muchas veces, la solución de inversión no es cerrada, por lo que se necesitará el empleo de métodos numéricos.
Dependiendo del tipo de sonda que se usa, es posible tener el tensor completo de esfuerzos con el procedimiento descrito con anterioridad (i.e. el par de perforaciones: perforación mayor y menor)[7].
Las sondas que se usan para este método son cilíndricas y tienen diferentes configuraciones respecto a la cantidad y localización de sensores según el diseño. Ellas pueden medir las deformaciones en la pared lateral interna, en la pared plana del fondo de perforación, en la pared cónica del fondo de perforación ó en la pared esférica del fondo de perforación. Si se realizarán medidas en hoyos de perforación profundos, el diseño de la sonda también varía.

Con medidas con núcleo presente

Es un método menos común que el anterior, donde se realizan las medidas en las paredes externas de un núcleo aún conectado al macizo rocoso (i.e. con núcleo presente en el hoyo [*undercoring*]).
El procedimiento general de este método es el siguiente:

- perforad un hoyo de diámetro mayor (e.g. 150 mm) hasta la profundidad deseada;
- preparad la pared de fondo del hoyo de perforación mayor;

[7] Dentro de las sondas, las sondas mono-axiales en realidad son las únicas que no obtienen el tensor completo de esfuerzos con una única operación en el hoyo de perforación.

- introducid la sonda en forma concéntrica en el interior del hoyo mayor y apegado a la base del mismo, donde se debe tener un diámetro menor al diámetro del núcleo que se obtendrá con la segunda perforación de diámetro menor;
- accionad la sonda de modo que los sensores entren en contacto con la pared de fondo del hoyo de perforación.

A partir de este momento se inicia el proceso de alivio del macizo rocoso, que consiste en perforar otro hoyo concéntrico al anterior de diámetro menor (e.g. 38 mm) desde la base del anterior hoyo hasta una profundidad dos veces el diámetro de este hoyo. Durante el proceso de perforación se registra la deformación de sólo la pared que está en contacto con la sonda, que al final resultará en la cara anterior del núcleo obtenido debido a la segunda perforación. Esto resulta en que sólo se tenga un tipo de sonda; sin embargo, si se realizarán medidas en hoyos de perforación profundos, el diseño de la sonda también varía.
El registro de las deformaciones continúa hasta conseguir la estabilización de las lecturas a más allá finalizada la segunda perforación. Del mismo modo al caso anterior, de acuerdo al comportamiento de deformación del macizo rocoso (e.g. ortotropía, homogeneidad, continuidad o discontinuidad), se escoge el modelo constitutivo del mismo para hacer la inversión de datos, que posibilitará estimar el campo de tensores de esfuerzos en ese punto. En este caso ninguna solución de inversión es cerrada, por lo que se necesitará el empleo de métodos numéricos.
La mayor desventaja en el proceso de inversión con este método (y que es una limitación de todo el método) es el de asumir que uno de los esfuerzos principales del tensor de esfuerzos en ese punto es paralelo al eje de las perforaciones del ensayo. Esta situación no posibilita identificar tensores con esfuerzos principales no paralelos con los ejes vertical y horizontales (i.e. tensores rotados), si se emplea el método como único medio para la estimación del tensor de esfuerzos. En el caso de que se posea información acerca de la dirección de uno de los esfuerzos principales, por algún otro método diferente a éste; entonces las perforaciones del ensayo se orientan paralelas a un esfuerzo principal.
La ventaja es que no requiere de largas longitudes de perforación del hoyo mayor para liberar el núcleo donde se hace el ensayo. Si se compara con los métodos con medidas con núcleo retirado se requeriría cuatro veces mayor profundidad de perforación del hoyo mayor.

Sondas usadas en los métodos de alivio en hoyos de perforación

Como se comentó en las secciones de arriba, los métodos de alivio en hoyos de perforación dependen mucho del tipo de sondas que se emplean, por estas razones en esta sección se describen algunas de éstas.

Sondas axiales de la USBM

La primera sonda de la Oficina de Minas de los Estados Unidos de Norteamérica al principio tenía sólo un par de pistones ubicados a lo largo del diámetro del tubo de la misma (i.e. sonda uniaxial de la USBM). Ésta fue desarrollada a finales de la década de los cincuenta del pasado siglo.
La última versión de la sonda (i.e. sonda triaxial del USBM, también llamada la sonda de seis brazos o sonda de deformación en hoyos de perforación [BDG: *Borehole Deformation Gage*]) tiene tres pares de pistones, con punta esférica de Carbón-Carburo, diametralmente opuestos que salen de la misma por la acción de resortes para entrar en contacto con las paredes internas del hoyo de perforación menor (Figura 7.19). Estos seis pistones están conectados a vigas empotradas de Cobre-Berilio que poseen galgas extensométricas (i.e. *strain gages*) para medir en forma indirecta el desplazamiento de los pistones. La sonda tiene una sección circular de 38 mm de diámetro y cada par diametral de pistones está orientado en dicha sección transversal a 120° uno del otro adyacente.

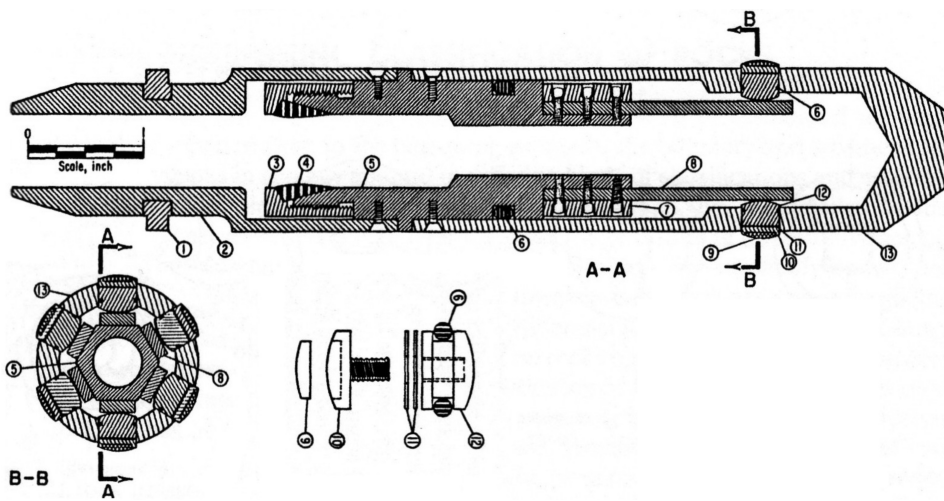


Figura 7.19 Esquema de la sonda triaxial de la Oficina de Minas de los Estados Unidos de Norteamérica [299].

El empleo de las sondas USBM con sus ecuaciones de solución requiere conocer los parámetros de deformación del material rocoso. Por lo general se asume un comportamiento CHILE, donde se determina el módulo de Young y coeficiente de Poisson del material a través de someter la muestra cilíndrica-hueca, extraída después de las medidas, en una cámara biaxial portátil. El ensayo con esta sonda está normalizado en la referencia D4623 de la norma americana ASTM [50].

Sonda biaxial sudafricana CSIR

La sonda biaxial CSIR del Consejo Sudafricano para la Investigación Científica e Industrial (*CSIR: South African Council for Scientific and Industrial Research*), es similar a la sonda uniaxial de la USBM pero tienen dos pistones diametrales ortogonales (i.e. sonda biaxial).

Sonda australiana CSIRO-HI

Como las sondas de medidas de deformación diametrales no posibilitan obtener el tensor de esfuerzos en una sola medida, debido a que no mide los esfuerzos cortantes que puedan existir en las paredes del hoyo cuando una dirección principal del tensor no coincide con la orientación del hoyo, la Organización de Investigación Científica e Industrial de la Mancomunidad de Naciones (CSIRO: *The Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization*) diseñó la sonda CSIRO-HI (Figura 7.20).
La mejora de esta sonda, respecto las mencionadas diametrales, es que para el registro de los esfuerzos cortantes en las paredes del hoyo se pegan rosetas de galgas extensométricas al macizo rocoso. Para lograr esto, las rosetas se instalan en un cilindro delgado de Epoxi y luego este tubo se vincula a las paredes del hoyo de perforación. La resolución de las medidas de las galgas extensométricas tiene que permitir la inversión de datos para obtener el tensor de esfuerzos completo. La resolución de algunas galgas extensométricas a veces no es suficiente cuando la orientación de la sonda hace que algunas componentes del tensor no las deformen lo suficiente, por lo que se recomienda ejecutar medidas adicionales con orientaciones apropiadas de la sonda una vez se tenga una idea preliminar del tensor. La sonda es muy usada, sin embargo se han reportado problemas y resultados errados por la inapropiada adhesión de las rosetas al macizo rocoso. Esto limita a que se realicen medidas sólo en macizos rocosos secos.
Se tienen tres versiones de esta celda: 1) aquella que tiene nueve galgas, 2) la que tiene 12 galgas en tubo grueso y 3) la que tiene 12 galgas en tubo delgado.

Sondas portuguesa STT y brasileras Furnas

La sonda portuguesa de medida de tensor de esfuerzos (STT: *Stress Tensor Tube*), también llamada sonda de cilíndro sensible, fue desarrollada por el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil (LNEC, por el acrónimo en portugués). Ella es muy parecida en funcionamiento a la sonda CSIRO-HI con 12 galgas extensométricas. La sonda incorpora tres rosetas de cuatro galgas extensométricas cada una, en el exterior de un tubo plástico de bajo módulo de deformación (en este caso de resina Epoxi de 1 mm de espesor), que luego se vincula a las paredes del hoyo de perforación mediante pegamento. El tubo de bajo módulo de deformación tiene un diámetro externo de 35 mm y 230 mm de largo. En el interior del tubo se coloca un paralelepípedo de material rocoso, igual al material rocoso donde

Figura 7.20 Unidad de rosetas de galgas extensométricas de la sonda australiana CSIRO-HI [151].

se harán las medidas, con una *galga boba* (i.e. *dummy gage*); que sirve para corregir las variaciones de deformaciones por variación de temperatura.
Las sondas brasileras Furnas-1 y Furnas-2 fueron desarrolladas por el Departamento de Control Técnico de la empresa estatal hidroeléctrica Furnas, Brasil. La sonda Furnas-1 es muy parecida a la sonda STT. La sonda Furnas-2, es también del tipo de *inclusiones de bajo módulo*, sin embargo se diferencia de las anteriores porque ella tiene instalada las tres mismas rosetas pero en una lámina delgada de Epoxi de 0,5 mm de espesor; ésta última apoyada en el anterior tubo (pero no vinculada), que minimiza aún más la influencia del tubo a las medidas de las deformaciones. La sonda Furnas-2 (Figura 7.21) es muy parecida en funcionamiento a la sonda CSIRO-HI con 12 galgas extensométricas en tubo delgado. El análisis de las deformaciones registradas por las rosetas posibilita la determinación del tensor de esfuerzos completo en una sola medida.

Figura 7.21 Tubo de bajo módulo de deformación de la sonda brasilera Furnas-2, similar a la sonda Furnas-1 y STT.

Sonda triaxial sudafricana del CSIR

La sonda sudafricana triaxial de deformaciones TSC (*Triaxial Strain Cell*) desarrollado también por Consejo Sudafricano para la Investigación Científica e Industrial, es una más avanzada que la biaxial anterior. Ella consiste de tres partes: 1) unidad eléctrica, 2) unidad de compensación de temperatura, y 3) la unidad de rosetas de galgas extensométricas (Figura 7.22). Para la instalación en el hoyo de perforación se emplea una herramienta que posee un dispositivo de mercurio que da la orientación de la unidad de rosetas de galgas extensométricas.

Figura 7.22 Unidad de rosetas de galgas extensométricas de la sonda triaxial sudafricana del CSIR.

Sonda sueca Borre

La sonda sueca *Borre*[8] es una versión mejorada de la sonda sudafricana triaxial de deformaciones TSC porque posibilita la medida en hoyos de perforación con fluidos. Ella fue desarrollada por el grupo de trabajo del Consejo Sueco Estatal de Energía (SSPB: *Swedish State Power Board*). Se compone de dos partes (Figura 7.23): 1) parte que alberga la unidad de adquisición de datos y la fuente de energía a través de una batería, y 2) la unidad de la celda de deformaciones que alberga nueve galgas extensométricas. El hecho de tener la unidad de adquisición de datos incorporada en la sonda, posibilita registrar las deformaciones

[8] *Borre*, nombre que deriva del estilo Borre, que es una etapa de los estilos de decoración zoomórfica Vikinga que se caracteriza por sus múltiples simetrías presentes en anillos, broches y discos.

antes, durante y después del ensayo; además de posibilitar el registro continuo a diferentes profundidades.

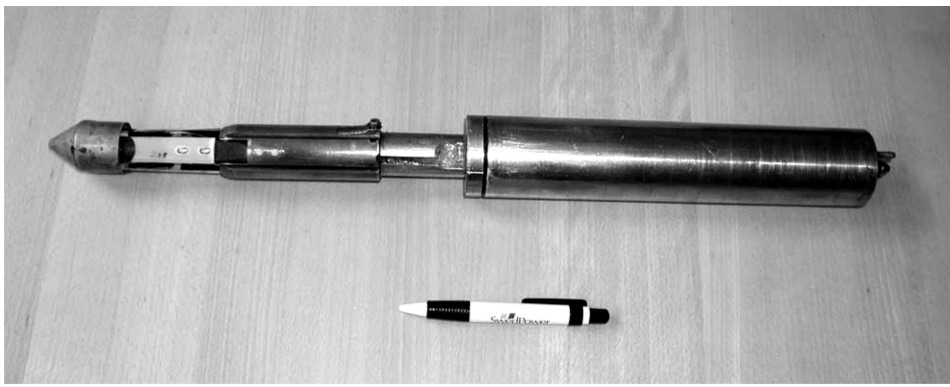


Figura 7.23 Sonda sueca Borre [395].

Sondas japonesas CCBO y DCCBO

Otro tipo de sondas son aquellas que hacen las medidas en las paredes de una unidad de deformaciones de forma cónica o esférica. La ventaja de estas sondas son que no necesitan de la perforación de hoyos piloto, muy similar a las sondas de medida de *undercoring*.
Por ejemplo, con la sonda japonesa convencional de punta cónica compacta para medidas en hoyos de perforación (CCBO) (i.e. *Compact Conical-ended Borehole Overcoring*) se pueden realizar medidas en hoyos de perforación horizontales y secos. La sonda se compone de tres partes: 1) la parte de medidas de dirección compuesta por una brújula y una cámara de video para grabar las lecturas, 2) la parte que alberga la unidad de adquisición de datos, y 3) la unidad de la celda de deformaciones cónica (Figura 7.24). El tubo externo que agrupa las dos primeras partes tiene un diámetro de 100 mm, y el tubo externo que protege la unidad de la celda de deformaciones tiene un diámetro de 50 mm. La unidad de celda de deformaciones consiste de una cabeza cónica que tiene ocho galgas extensométricas localizadas cada 45 $^\circ$ y un sensor de temperatura. Esta parte se instala en el fondo cónico del hoyo de perforación.
Se planteó una versión avanzada de la anterior sonda (i.e. DCCBO) que posibilita la medida en hoyos de perforación de inclinación de sub-vertical a vertical y llena de fluido [370]. Ésto se logra por medio de un equipo incorporado, que crea una cámara de aire para proteger la punta durante el descenso de la sonda y además inyecta nitrógeno sobre la superficie de la roca para mejorar la adhesión con la roca.

Figura 7.24 Unidad de la celda de deformaciones cónica de la sonda japonesa CCBO [310].

Sonda Doorstopper del CSIR

La sonda *doorstopper*[9] (i.e. sonda tipo retenedor de puerta) del Consejo Sudafricano para la Investigación Científica e Industrial (CSIR: *South African Council for Scientific and Industrial Research*) fue desarrollada hace 25 años.
La sonda está compuesta por dos partes (7.25): 1) la herramienta de posicionamiento, y 2) la unidad de rosetas de galgas extensométricas. Esta última tiene una forma cilíndrica de 35 mm de diámetro y altura cercana a también 35 mm. En una de las caras del cilindro se tienen de tres a cuatro galgas extensométricas colocadas en forma de roseta. Para que las galgas entren en contacto con la pared de fondo del hoyo de perforación, se presiona la sonda contra la roca con la ayuda de aire comprimido, y para mantenerla sujetada se emplea pegamento.
Para lograr una buena instalación, la base del hoyo de perforación tiene que estar plano y limpio. Esto se logra con una herramienta que lima y luego limpia el material rocoso. La dimensión del núcleo donde se hacen las medidas son de 50 mm de largo y 42 mm de diámetro.

Sonda de grandes profundidades DDGS del MLEP-AEC

La sonda de grandes profundidades DDGS del Laboratorio de Mecánica de Rocas de la Escuela Politécnica de Montreal y la Agencia Canadiense de Energía Atómica (MLEP-AEC: *Rock Mechanics Laboratory at École Polytechnique in Montréal and the Atomic Energy of Canada Agency*) fue configurada para realizar medidas *undercoring* a profundidades alrededor de 1 000 m. La diferencia con la sonda *doorstopper* de la CSIR es que

[9] *Doorstopper* o también *door stopper*: se denomina así porque la sonda que se instala en la base del hoyo de perforación, que será liberada, se asemeja mucho a un sujetador de puertas común de piso (i.e. *a floor door stopper*) [460].

tiene incorporados un módulo inteligente de adquisición de datos y energía para adquirir y almacenar los datos tomados en el fondo del hoyo de perforación.

7.8.4. Método por gatos planos

El método por gatos planos es parte del los métodos de compensación de esfuerzos. Las principales ventajas del ensayo son: que no se necesita conocer *a priori* el módulo elástico E_m y la relación de Poisson ν_m del macizo rocoso, y es un método rápido que puede lograr 10 medidas por día. Las principales desventajas de este método son: que se necesita para su realización una galería de acceso y una cámara de ensayo (también llamada *nicho de ensayo*), y que las ranuras necesitan estar libres de presiones hidráulicas.
La determinación del tensor de esfuerzos naturales en un punto por este método requiere como mínimo la instalación de nueve gatos planos orientados, en grupos de tres, en las tres direcciones básicas del espacio, para obtener un valor puntual del completo tensor de esfuerzos (Figura 7.26). Menores medidas pueden hacerse si se conocen valores como algunas direcciones o magnitudes de los esfuerzos principales que forman el tensor de esfuerzos que se desea medir.
Un caso histórico de medidas del tensor de esfuerzos naturales en un punto por el método de gatos planos, y su extrapolación a una región, fue reportado a razón de los trabajos de determinación del tensor en la central hidroeléctrica de Serra de Mesa en Brasil [137].

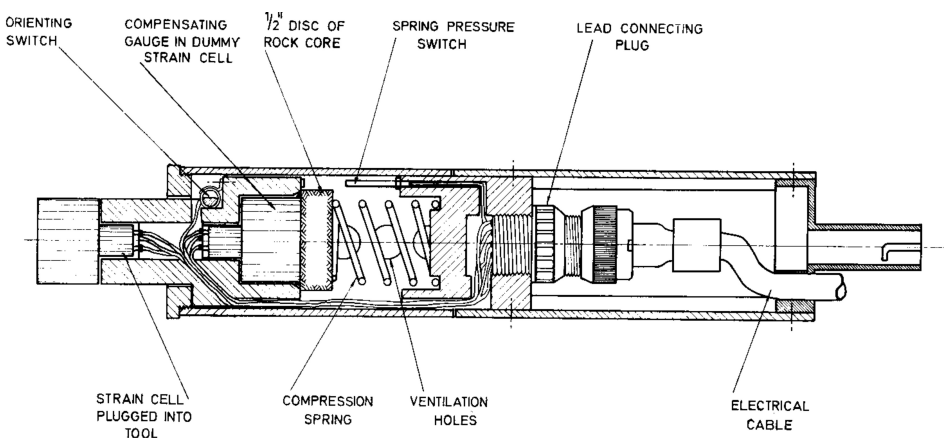


Figura 7.25 Sonda doorstopper del CSIR [271].

7.8.5. Método de análisis de rompimientos

Los rompimientos del material rocoso y la salida de éstos en fragmentos con forma de *cavidades de gusano*, *orejas de perro* y *láminas concéntricas* ubicados en las paredes pero opuestos en el diámetro del hoyo de perforación se denominan *rompimientos en hoyos de perforación* (*borehole breakouts*). Estos rompimientos producen ensanchamientos de la sección del hoyo en una dirección preferencial paralela con el esfuerzo principal menor horizontal (σ_h).
Las formas de estos rompimientos dependen según tres mecanismos de falla (llamados también *mecanismos de intersección de fracturas*), dependiente de la relación entre los esfuerzos radiales, tangenciales y axiales alrededor del hoyo de perforación, que se produce poco después de abierta la cavidad y puede continuar con el tiempo incluso después de finalizada la misma. Los mecanismos de falla son:

- fallas por compresión producen rompimientos en forma de cavidades de gusano (*worm-hole*);
- fallas por esfuerzos cortantes expontáneos a causa de concentración de esfuerzos producen rompimientos en forma de orejas de perro (*dog ear*);
- falla por esfuerzos de tracción producen rompimientos en forma de láminas concéntricas (*flake spalling*).

El método de análisis de rompimientos en hoyos de perforación se usa desde hace unos 30 años. La forma perimetral de la sección transversal se mide con sondas que se introducen en el hoyo de perforación, tales como el calibre de cuatro brazos (e.g. *dipmeter*) y la

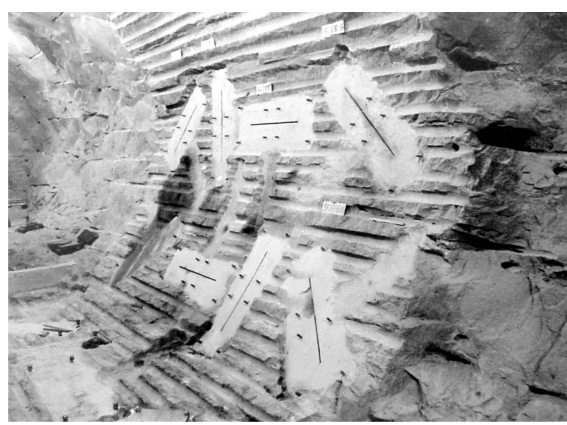


Figura 7.26 Ranuras practicadas en el macizo rocoso para la determinación del tensor de esfuerzo naturales por el ensayo de gato plano pequeño semi-circular.

tele-pantalla acústica de hoyos [338]. En la interpretación de la sección transversal es necesario diferenciar otros rompimientos que pudieron presentarse en la misma, denominados *rompimientos anómalos*, tales como la falla por lavado (*washout*) y la falla de asiento (*key seat*). El primer tipo de falla se caracteriza por ensanchar la sección en todo su perímetro, mientras que el segundo tipo se caracteriza por crear rupturas opuestas pero no-diametrales debido a un desgaste mecánico de las paredes.
Si se identifica el rompimiento relacionado con el campo de esfuerzos naturales del macizo rocoso que alberga el hoyo de perforación, la orientación de este rompimiento indica la orientación del esfuerzo principal horizontal menor a esa profundidad. Cómo se asume un campo de tensores vertical–horizontal, es posible calcular las dos restantes direcciones. Además, si se reconoce el mecanismo de falla, se mide el ancho y profundidad del rompimiento en el plano paralelo a la sección transversal del hoyo, se emplea un modelo de ruptura del macizo rocoso, y si se conoce la presión del fluido en el macizo rocoso y dentro del hoyo; es posible también estimar las magnitudes de los dos esfuerzos horizontales principales que conforman el tensor de esfuerzos naturales. El esfuerzo principal vertical se asume gravitacional, por lo que se obtiene el tensor de esfuerzos completo.
Los modelos mecánicos de ruptura propuestos para describir los rompimientos en hoyos de perforación son:

- modelo cerrado elástico-plástico lineal con el criterio Mohr-Coulomb [81, 465];
- modelo cerrado de fractura según el Modo I [463, 199];
- modelo de fractura de tasa de liberación de energía [388].

El modelo más sencillo es el primero, sin embargo él no cumple con la mayoría de los datos reales obtenidos de las medidas de rompimientos en hoyos de perforación. La Figura 7.27a muestra la solución analítica cerrada para el modelo elasto-plástico con criterio de ruptura Mohr-Coulomb [465]. Esta gráfica posibilita obtener la relación de los esfuerzos principales mayor y menor σ_H/σ_h para el mecanismo de falla por esfuerzos cortantes expontáneos, a partir de la forma del rompimiento (i.e. máxima profundidad del rompimiento r_{BBO} y semi-ángulo de la extensión total del rompimiento θ_{BBO}, ambos en el plano de la sección transversal del hoyo de perforación). La Figura 7.27b muestra un modelo físico y la extensión de un rompimiento. Si se obtienen los datos de θ_{BBO} y r_{BBO}/r de esta figura y se las quiere aplicar en la Figura 7.27a, se observará que los datos se salen del ábaco y a la vez no encuentran la correcta relación.
No obstante, se encontró que el ábaco de la Figura 7.27a sí se aplica en el caso de poderse medir las dimensiones del rompimiento después de perforado el hoyo; esto porque no se producen aún rupturas sucesivas, efectos de deformación inelástica y propagación de fisuras dependientes del tiempo. La anterior limitación indujo a que se apliquen modelos más refinados, que describan el proceso de rupturas sucesivas.
De este modo, se modeló el proceso de generación de rompimientos en hoyos de perforación a través de métodos numéricos y físicos [389, 122]. Por ejemplo, para la arenisca de Berea, se modeló una muestra prismática de sección cuadrada de 76 mm de lado y relación altura/lado de 2,2 ; donde se practicó un orificio de 6 mm de diámetro y 30 mm de longitud

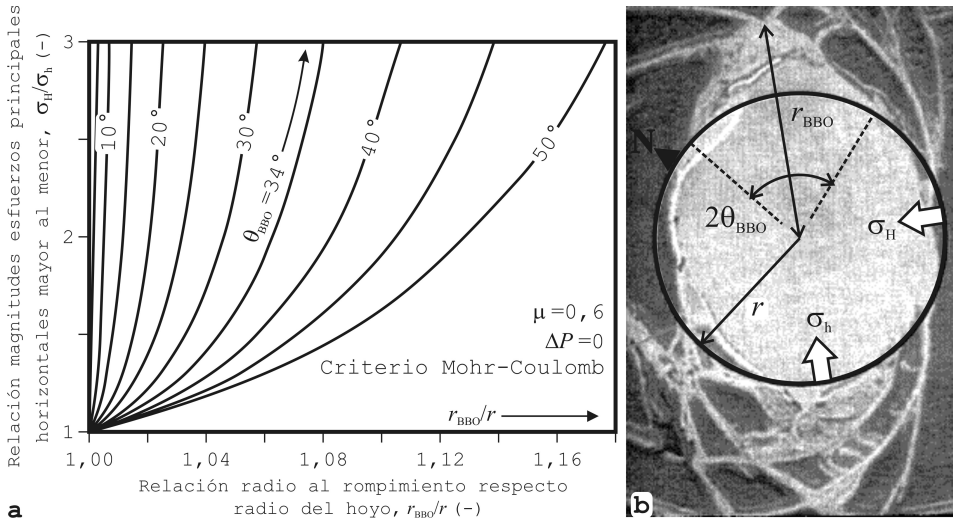


Figura 7.27 Relación de los esfuerzos principales mayor y menor σ_H/σ_h para el mecanismo de falla por esfuerzos cortantes expontáneos. **a** Ábaco de cálculo para un modelo friccionante con coeficiente de fricción μ de 0,6 y diferencia de presiones dentro del hoyo y en el macizo rocoso Δp igual a 0 [465]; **b** rompimiento tipo oreja de perro (Modificado de [415]).

para representar una perforación en el centro de la sección cuadrada. Luego, la muestra se sometió a esfuerzos triaxiales vertical y horizontales diferentes (i.e. condiciones poliaxiales o también llamado campo de esfuerzos anisótropos) y dentro del hoyo se inyectó fluido (i.e. mezcla de Goma-guar[10], agua y partículas de Silicio) para simular el lodo de perforación. Los resultados observados en los modelos físicos se compararon con modelos de elementos discretos, y además ambos simulan el mecanismo de formación de los rompimientos [122].

7.8.6. Fenómeno de fragmentación en discos de núcleos

Cuando se perfora un hoyo en regiones de altas magnitudes de esfuerzos naturales, los núcleos extraídos se rompen en forma de discos con sus superficies curvas en forma de *silla de montar caballo*, situación que refleja que los esfuerzos en el material rocoso han excedido la resistencia del mismo, y no sólo en las paredes del hoyo (aquellos evidencia-

[10] *Goma-guar*: Polisacárido natural soluble en agua que se usa como agente espesante y se extrae del grano de una planta anual forrajera nativa de la India y Paquistán (i.e. *Cyamopsis tetragonoloba*).

dos por los ya nombrados rompimientos) sino también en su base. A este fenómeno se le denominó fragmentación en forma de discos (i.e. disqueamiento[11] *core discing*[12]).
Los discos formados por este fenómeno tienen un espesor promedio constante para el campo de esfuerzos, por lo que esta propiedad morfológica es independiente de la escala. Se encontraron espesores de los discos iguales en núcleos de roca de diferentes diámetros para un mismo campo de esfuerzos. Al analizar el proceso micro-mecánico del fenómeno que produce la fragmentación en forma de discos de los núcleos extraídos de una dada profundidad, se observó también que la magnitud del esfuerzo principal horizontal mayor σ_H puede estimarse a partir del espesor promedio de los discos; y que la orientación del mismo esfuerzo, a partir del eje de la depresión de la *silla de montar caballo* que presentan estos discos.
Para obtener la información del estado de esfuerzos en un punto a partir de este método es necesario obtener los núcleos de perforaciones orientadas, medir las propiedades morfológicas promedio de los discos (i.e. espesor promedio, orientación de la depresión de la silla de montar caballo), conocer el intervalo de las profundidades donde se manifiesta el fenómeno, y conocer la resistencia a tracción y compresión uniaxiales, y la relación de Poisson del material rocoso.

7.8.7. Método WASM-AE

La Escuela de Minas del Oeste Australiano (WASM: *Western Australian School of Mines*) plantea un nuevo método a partir de medidas de emisiones acústicas y el criterio del efecto Kaiser (método WASM-AE) para estimar los esfuerzos iniciales en rocas frágiles a partir de ensayos de compresión uniaxial sobre núcleos orientados [437]. Este es un método de bajo costo, poco practicado y que aún necesita de más experiencia para verificar su confiabilidad. Debido a que es un método nuevo, se discute aún acerca de la fiabilidad de sus resultados. Algunos investigadores afirman que es imposible determinar el tensor de esfuerzos naturales total con sólo cargar las muestras a compresión uniaxial y hacer las medidas de emisiones acústicas; lo máximo que se puede determinar con este método es una combinación lineal de los esfuerzos en sitio, cuando se orientan las muestras de ensayo en la dirección del esfuerzo principal mayor [270].

[11] *Disqueamiento*: usado para referirse al fenómeno de fragmentación en discos de núcleos. No se encontró un término más elegante.

[12] En inglés para la palabra *discing* también se usa *discking*.

7.9. Estrategia sugerida por la ISRM para la estimación del CTEN

Como primera fuente de información se recomienda emplear la información expuesta en el *Mapa de Esfuerzos del Mundo* [356]. Las técnicas de determinación de esfuerzos a profundidades razas ($< 6\,\text{km}$) pueden ayudar también a esbozar las primeras hipótesis del estado de esfuerzos de una región.

Luego se tendrá que recopilar toda la información disponible en los alrededores de la zona del proyecto. Esto incluye tener acceso a mapas de esfuerzos regionales, informes y artículos de las medidas de esfuerzos realizados con anterioridad en la región.

Dentro *Volumen de Perturbación* (PV) del proyecto se deberá hacer un trabajo geológico inicial donde se describa cada formación; es decir, se caracterizan: las formaciones rocosas con una descripción petrológica, los grupos estructurales, las fracturas y las fallas. En este volumen PV también y se realizarán las medidas de esfuerzos. Las consideraciones geológicas y geomorfológicas son siempre de ayuda para proveer algún conocimiento inicial del campo de esfuerzos.

Asimismo, se aconseja describir los acontecimientos tectónicos antiguos y recientes que se presentaron en la zona del proyecto. Es también importante tener conocimiento y evidencia de las condiciones hidrogeológicas y del rol potencial de la presión del agua en las fracturas e intersticios de la formación. También se puede determinar si la roca presentará un comportamiento frágil-elástico, de deformación plástica o si los efectos visco-elásticos serán significativos. Esto ayuda a determinar el tipo de régimen de esfuerzos presente en la región de estudio [188].

Lo anterior ayuda a establecer si los esfuerzos principales serán asumidos verticales y horizontales respecto la topografía con una posible variación lateral geológica. También informan sobre la tectónica local y por ende acerca de las magnitudes relativas del esfuerzo principal horizontal respecto el esfuerzo vertical.

En la superficie del terreno, el componente del esfuerzo normal a la superficie tiene una magnitud igual a cero; es decir, es el esfuerzo principal menor si se asume que no existe tensión. Por lo general para los primeros 100 m de profundidad en macizo rocoso duro, independiente de la acción de la tectónica local, el esfuerzo principal menor se asume al componente del esfuerzo vertical. No obstante, no es fácil estimar *a priori* la dirección de los esfuerzos principales y sus magnitudes donde los efectos de la topografía y geomorfología son significantes. Estos aspectos ayudan a seleccionar los sitios de medida.

Asimismo, es de ayuda que se identifiquen las grandes fallas, esto debido a que los esfuerzos del tensor varían en magnitud y orientación en la vecindad de fallas o sistemas de fallas; por lo que en la campaña de estimación de tensores puntuales de esfuerzos se evitan aquellas áreas cercanas a las zonas de falla; o dependiendo del propósito de las medidas, éstas se seleccionan para medidas puntuales. Las fallas se ubican: a través de observaciones geológicas de superficie; accediendo a la sub-superficie por medio de pozos de exploración; y/o por registros geofísicos en hoyos de perforación.

Una vez validado que es posible realizar una aproximación de mecánica del continuo, el siguiente paso es identificar los objetivos y sub-objetivos de la campaña de estimación de esfuerzos. Tiene que establecerse cuál información se requiere: si sólo se necesitan las direcciones principales del tensor, las magnitudes de uno o más componentes del tensor expresado en esfuerzos principales ó todo el tensor de esfuerzos. Se decide si es importante estimar las variaciones del campo de tensores de esfuerzos en todo el volumen de perturbación, y ¿cuál será la incertidumbre y la variabilidad espacial a ser estudiada?
Si es necesario, sólo haced estimaciones generales, pero si se justifica, también es necesario hacer medidas puntuales para conocer los valores relativos al contexto del sitio. En el caso donde se decida hacer medidas puntuales, definid: ¿Con qué precisión numérica y espacial es necesario conocer el tensor de esfuerzos? o ¿Qué métodos se emplearán?
También definid si se necesitará un procedimiento confirmatorio luego de la estimación, si se necesitará una aproximación múltiple complementaria con una armonización final cualitativa, si se debe sustentar los resultados con modelos numéricos subsecuentes, si se necesita un control de calidad estricto, ó sólo una aproximación informal satisfactoria.
Tomad en cuenta, que la estimación de esfuerzos no puede basarse en una sola medida, es siempre ventajoso combinar medidas hechas en varios lugares. No obstante, cuando no se tiene acceso directo en profundidad al macizo rocoso, se debe propiciar los mayores esfuerzos en una o pocas perforaciones, a varios horizontes, con el fin de por lo menos tener una idea de la variabilidad de esfuerzos en la dimensión vertical. Los cambios en la orientación de los esfuerzos con la profundidad pueden ocurrir debido a la superposición de efectos de regiones tectónicas antiguas (i.e. estructuras de roca y formaciones antiguas) que están sujetas a la acción tectónica actual tanto en las formaciones antiguas como en las formaciones más recientes.
Cuando la distancia entre varios puntos de medidas es pequeña en relación con los gradientes de esfuerzos encontrados, se adopta los procedimientos de estadística simple. Cuando se han hecho medidas en diferentes puntos donde las variaciones son significativas, se proponen ciertas reglas de interpolación. Se establece la validez de estas reglas de interpolación respecto las hipótesis del continuo. Y, una vez validadas las reglas de interpolación, éstas se aplican para extrapolar los resultados. Asimismo, se definen los dominios de validez para cada procedimiento de extrapolación.
Si se integran los diferentes datos de esfuerzos, pueden designarse varias técnicas para extrapolar los resultados a regiones más grandes. En estas instancias, se recomienda caracterizar el nivel de fiabilidad de la extrapolación. Estos procedimientos de extrapolación ayudarán a identificar zonas de heterogeneidad y discontinuidad.
Si las medidas de esfuerzos no involucran volúmenes más grandes que aquel del volumen elemental representativo, se pueden emplear métodos estadísticos para identificar los componentes de esfuerzos de interés a la escala apropiada.
Es importante conocer y entender el mecanismo de cualquier heterogeneidad geológica en la vecindad de los puntos medidos. También, la modelación numérica puede asistir en indicar las posibles perturbaciones al campo de esfuerzos causados por algunas estructuras y facciones geológicas. Los cambios topográficos, geológicos y litológicos pueden afectar

el tensor de esfuerzos en tal forma que sólo pueden establecerse con las medias directas. La estrategia recomendada se describe a continuación:

- use información pre-existente del estado de esfuerzos de la roca en el sitio;
- considere que la dirección vertical es una dirección de esfuerzo principal (a partir de evidencias topográficas, geológicas u otra información);
- estime la magnitud del componente de esfuerzo vertical (de la densidad del macizo rocoso y la profundidad de sobrecapa (i.e. sobrecarga, *overburden*));
- considere indicativos de la dirección del esfuerzo principal y el valor de la relación de éste con los demás esfuerzos (de soluciones focales planas o ortotropía de las ondas de corte sísmicas);
- establezca la orientación del esfuerzo principal mínimo (sea esfuerzo horizontal mínimo o esfuerzo horizontal actual) a partir de las fracturas inducidas por perforación o presión hidráulica y por las orientaciones de las fracturas en los hoyos de perforación;
- encuentre los componentes del tensor de esfuerzos con el empleo de métodos indirectos en los testigos de las perforaciones (tales como el efecto de Kaiser y el análisis diferencial de deformaciones);
- establezca el estado de esfuerzos completo en uno o más puntos por ensayos de sobreperforación;
    - establezca el esfuerzo principal mínimo (por ensayos en hoyos de perforación de fracturación hidráulica);
    - establezca la magnitud del esfuerzo principal máximo (por ensayos en hoyos de perforación de fracturación hidráulica y por análisis de fracturas en los hoyos de perforación);
    - establezca el estado de esfuerzos completo en uno o más puntos (por ensayos hidráulicos de fracturas pre-existentes);
- establezca la variación del estado de esfuerzos en todo el sitio debido a diferentes estratos geológicos (a través de análisis numéricos y mayores número de medidas).

La extensión en que estas recomendaciones, en la progresiva estimación del estado de esfuerzos del macizo rocoso, puedan incorporarse en el sitio de investigación será una función del objetivo, la practicidad de su implementación y de los recursos disponibles.
Es siempre recomendado integrar las estimaciones de los esfuerzos obtenidos por varias técnicas. Esta integración suele tomar en cuenta de forma explícita las incertidumbres involucradas en las estimaciones. Para evitar estimar un peso inapropiado al grupo de mayor cantidad de medidas, considere con cuidado el número correspondiente de estimaciones por cada técnica.
Antes de empezar una campaña de estimación de esfuerzos, es aconsejable adoptar un plan de acción basado en el objetivo y las circunstancias locales. Esto concluirá en un informe, que donde se incluye una caracterización del nivel de fiabilidad de la estimación. Debe separarse en lo posible la variación asociada con las observaciones instrumentales y aquellas debidas a la continuidad del macizo rocoso y su homogeneidad. Tiene que discutirse

el rol que tienen las estructuras geológicas de gran escala cuando éstas son identificadas. También se validan las ecuaciones constitutivas asumidas en los análisis numéricos y la interpretación de esfuerzos. En adición, los resultados de la estimación de los esfuerzos se comentan en términos del significado regional (e.g. efectos topográficos, existencia de algún componente tectónico) y se comparan con las primeras estimaciones realizadas.
Los métodos numéricos pueden jugar un rol importante en la planificación y programación de la estimación de esfuerzos y en la decisión de la localización de ensayos de determinación de estos. Los análisis de modelos son valiosos en situaciones donde el acceso dentro de la zona subterránea es limitado o inexistente. El modelo numérico tiene que procurar incluir las estructuras geológicas más relevantes que afectarán la distribución de esfuerzos (e.g. las fallas pueden cambiar la distribución de esfuerzos en el interior del macizo rocoso; la considerable variabilidad de los esfuerzos en distancias cortas pueden correlacionarse con la variación del espesor de la zona de salvanda respecto el espesor a lo largo de la falla).
Un aspecto que se suele considerarse en la modelación es de realizar un balance entre lo complejo del modelo y la sobre-simplificación del mismo. Un modelo numérico también puede asistir en la interpretación del estado de esfuerzos medidos u observados.
Los Métodos Sugeridos por la ISRM (2003) (SM: *Suggested Method*) para este fin hacen énfasis en los siguientes tres métodos de medida en campo:

- método de alivio en hoyo de perforación con la Sonda sueca *Borre* (ensayo SSPB);
- método de fracturación inducida por técnicas hidráulicas (ensayo HF);
- método de análisis de fisuras en pozos de perforación por fracturación hidráulica en fracturas pre-existentes (ensayo HTPF).

También se comenta que el campo de tensores de esfuerzos naturales se estima a partir de medidas, que estas estimaciones son hechas por especialistas que tienen conocimiento y manejo de varias técnicas, y que son preferibles aquellas medidas que abarcan los mayores volúmenes del macizo rocoso.

7.10. Campo de tensores de esfuerzos residuales

En los párrafos de esta sección se comentará sobre el campo de tensores de esfuerzos residuales, debido a que muchas veces éstos son el inocente acusado, culpado y castigado (i.e. *chivo expiatorio*) cuando no se puede explicar el origen y las causas de los campos de tensores de esfuerzos naturales aparentemente anómalos.
Ya en la sección 7.4 se definió el campo de tensores de esfuerzos residuales. Reforzando aquella definición, el campo de tensores de esfuerzos residuales es aquel campo que además equilibra un determinado volumen de macizo rocoso para que aquel volumen cumpla con las leyes físicas de conservación de masa y momento. Cada esfuerzo de este campo de ten-

sores se identificaría como aquel esfuerzo que aún persiste y queda atrapado si el volumen de macizo rocoso se liberara de cualquier fuerza superficial (i.e. *locked-in stresses*).
En un macizo rocoso que posee un campo de tensores de esfuerzos residuales, los esfuerzos atrapados son de tracción y compresión distribuidos en forma balanceada en orientación y magnitud en un volumen continuo y de contornos finitos, de tal modo que la suma total tensorial de aquellos da igual a cero en el mismo.
Se define como *volumen de equilibrio* como aquel menor volumen de macizo rocoso donde todos los esfuerzos se han balanceado. Este volumen puede ser tan pequeño como un simple grano mineral o tan grande como un plutón de granito, por ejemplo. Resulta difícil identificar el tamaño del volumen de equilibrio, y sin tener conocimiento de este volumen, la interpretación del campo de tensores de esfuerzos residuales es siempre una especulación [460].
En macizos rocosos, los esfuerzos residuales son más altos en magnitud en pequeños volúmenes y menores en magnitud a mayores volúmenes, debido a la presencia de las discontinuidades; y se explica porque las discontinuidades no son capaces de transmitir esfuerzos de tracción [414]. Para grandes volúmenes de macizo rocoso no se identificó de forma clara la coexistencia de esfuerzos a tracción y a compresión en un continuo. De este modo, la existencia de esfuerzos residuales en grandes regiones es menos probable que prevalezca que en pequeños volúmenes; y también, los llamados *valores anómalos* se encontrarán por lo general en las medidas puntuales de los esfuerzos naturales y a la escala del material rocoso.
Por otro lado, se encontró que a grandes profundidades la prevalencia de estos esfuerzos es mucho menor que en la superficie, y que la contribución de los esfuerzos residuales al tensor de esfuerzos naturales en profundidad es menor al 3 % de la magnitud de los esfuerzos naturales [267].
Por las anteriores razones, los esfuerzos residuales fueron medidos sólo a escalas micro y mesoscópicas. La técnica usada para medir las magnitudes y direcciones de estos esfuerzos a escala microscópica es a través de la técnica de difracción de rayos-X [174], y a escala mesoscópica es a través de aliviar dos veces el material rocoso de sus esfuerzos (i.e. método del alivio doble [*double overcoring*]) [428].
Se comenta que en general es difícil de distinguir entre un campo de esfuerzos residual y un campo de esfuerzos activo en un determinado volumen de macizo rocoso. Sin embargo, el campo de esfuerzos residuales no es aquel que difiere de un campo de esfuerzos anticipado con anterioridad o idealizado en una región. Muchas veces, en proyectos de ingeniería se anticipó con pocos datos un determinado campo de tensores de esfuerzos (por ejemplo de acuerdo con el modelo de fallas de Anderson [Sección 7.6.1]); y los resultados de medidas han dado valores muy fuera de lo anticipado, y sin mayor reflexión y argumentación se le atribuyó tal disparidad a la presencia de un campo de esfuerzos residuales.
Por ejemplo, en varios proyectos hidroeléctricos en Brasil se encontraron razones de los esfuerzos horizontales con el vertical del orden de 6 a 10, fenómenos de estallidos de roca (*rock bursting*) a bajas profundidades (i.e. 80 m), fenómenos de formación de discos en

los núcleos de perforación, rompimientos progresivos más allá del contorno de excavación, entre otros; muchos de ellos explicados por la presencia de esfuerzos residuales [309].
En la presencia de grandes disparidades de medidas puntuales a las medidas regionales locales anticipadas, se aconseja redefinir incluso el modelo geológico de la región con mayor exploración y medidas *in-situ*. Muchas veces aquellas llamadas *anomalías* son a causa de otros tipos de razones no identificadas en la estimación inicial, tales como alguna inhomogeneidad estructural en el volumen del macizo rocoso analizado o alguna zona de falla, por ejemplo. Una vez se tenga conocimiento de cuáles son los mecanismo de un determinado campo de tensores naturales, la causa de las disparidades dejará ser anormal, y el término anomalía dejará de ser efectivo.
En forma general, la presencia de verdaderos campos de tensores de esfuerzos residuales no es de suma importancia para las aplicaciones de ingeniería civil y minera [290].
Se comenta que la única forma posible de estimar y demostrar la presencia de un campo de tensores de esfuerzos residuales en un macizo rocoso es aliviando dos veces un suficiente volumen del campo de esfuerzos (e.g. aplicar la técnica de *double overcoring* en una galería).

Capítulo 8
Campo de Presiones de Fluidos

Resumen En este capítulo se comenta sobre la importancia de estimar el campo de presiones de fluidos para la descripción mecánica del macizo rocoso y su relación con el flujo en el mismo. Estimar el campo de presiones es una de las tareas más difíciles de abordar y de igual importancia que la estimación del campo de tensores de esfuerzos; sin embargo, muchas veces la labor es ignorada porque se tienen pocos datos de entrada, más incertidumbres, poco tiempo de toma de datos, y requiere alto presupuesto.

8.1. Introducción

La presión P es un tensor de esfuerzo de segundo orden (i.e. esfuerzo en un punto), cuyas magnitudes de sus componentes principales son todas iguales (i.e. tensor de esfuerzos hidrostático). Por tanto, el campo de presiones de fluidos está representado por tensores de presión en cada punto de un continuo.
La presencia de fluidos en la corteza terrestre se calcula que alcanza hasta los 10 km de profundidad, más allá de esas profundidades, el campo de esfuerzos naturales tiende ser litostático y de suficiente magnitud para carecer de espacios vacíos y redes interconectadas de discontinuidades retenedoras y conductoras de fluidos (i.e. agua).
En profundidades menores a los 10 km, cuando un volumen de macizo rocoso no está intervenido por la actividad de la ingeniería, por lo general tiene un campo de presiones estacionario de fluidos durante su ciclo hidrogeológico. Si se interviene el macizo rocoso, es muy probable que se modifique el régimen de flujo del fluido, dando lugar a una variación del campo de presiones. Lo mismo ocurriría a la inversa, si se modifica el régimen de flujo del fluido daría lugar a un cambio en el campo de presiones. Una de las primeras señales que esto ocurre es por ejemplo en el abatimiento o ascensión del nivel freático en el entorno del macizo rocoso donde se intervino. Es por esta razón que una de las primeras

actividades para la descripción del campo de presiones de fluidos es conocer la posición del nivel freático y su variación temporal, antes y durante cualquier actividad mecánica dentro del macizo rocoso.

Este proceso puede traducirse, por ejemplo en la generación de inestabilidades mecánicas, pérdida del fluido o de lo contrario acumulación excesiva del mismo dentro o fuera del macizo rocoso. En obras subterráneas, esta situación en el peor de los casos puede obligar al abandono de la misma, muy frecuente en minas subterráneas.

El gran problema del control de fluidos en los macizos rocosos es que el fluido no sólo interactúa en la masa del macizo, sino que interactúa con los gases de la atmósfera, y definen un volumen distinto al que por consideraciones mecánicas y de estado de esfuerzos se haya definido.

En general, la relativa facilidad con el que el régimen de fluidos se modifique dentro del macizo depende de la conductividad hidráulica intrínseca del material rocoso no fracturado y de las discontinuidades que existen en el macizo rocoso. La tasa de flujo por las discontinuidades es más marcada que la tasa de flujo a través del medio poroso o medio interconectado de micro fisuras del material rocoso. Con algunas excepciones, todo macizo rocoso que experimentó una variedad de ambientes geológicos en su historia, posee múltiples familias de discontinuidades por donde el fluido, aparte de hallar su medio de conducción, tiene la capacidad de modificar el estado de las discontinuidades, y con el tiempo todo el macizo rocoso. Por estas razones, se tienen innumerables paisajes en la naturaleza, tallados por la interacción de los fluidos con el macizo rocoso.

Imagine el siguiente ejemplo hipotético de tener tres tipos de macizos rocosos: granito, arenisca y lutita; y que han estado en un mismo ambiente geológico; por ejemplo, que han estado sólo a un mismo grado de deformación de extensión (e.g. $1\times10^{-3}\,\mathrm{mm\,mm^{-1}}$). Los tres tipos de macizos rocosos reaccionarán a este proceso de extensión desarrollando familias de discontinuidades de extensión. Para el caso del granito, considere que las discontinuidades se formaron con una separación promedio de 10 m y que la deformación de extensión cesó, y dejó la apertura de las discontinuidades a un espesor promedio de 0,01 m. Para el caso de la arenisca, considere que las discontinuidades se han formado con un espaciamiento de 1 m, en promedio, donde cada una de ellas tiene una abertura de 1 mm. Y para el caso de la lutita, considere un espaciamiento de discontinuidades de sólo 0,1 m con un espesor de 0,1 mm.

Para una dirección de flujo paralela a la dirección del sistema de fracturas, la lutita tendrá cien veces más fracturas que el granito; y si los demás parámetros de flujo son constantes, la tasa de flujo a través de las fracturas estará relacionada con el valor del ancho de la fractura elevado al cubo. De este modo, la tasa de flujo de una sola fractura de granito es 1×10^{6} veces más rápida que aquella a través de la lutita, pese a que en ésta última existen 1×10^{2} más fracturas que la que tiene el granito. Del mismo modo, la tasa de flujo en el granito es 1×10^{4} veces más rápido que el flujo en la arenisca.

De este modo se llega a la conclusión que un macizo rocoso de mayor densidad de discontinuidades (de mayor cantidad de discontinuidades por unidad de volumen) tiene mayor capacidad de almacenaje de fluidos que aquel que tiene menor densidad de discontinuida-

des, si se verifica que existe una relación inversa entre la intensidad de discontinuidades con su abertura promedio. En realidad esta relación inversa es cierta, por lo cual es necesario no sólo conocer la intensidad de discontinuidades, sino también la relación de entre la separación de discontinuidades y la abertura de la misma para un análisis de flujo a través del macizo rocoso.
Si en la descripción mecánica del macizo rocoso, la abertura de las discontinuidades fue despreciada, es ahora donde uno tiene que volver a reflexionar de la importancia de conocer esta importante variable para la descripción hidráulica del macizo rocoso.
Regresando al tema del campo de presiones de fluido en el macizo rocoso, se observa que la cantidad de flujo que circula en el macizo está controlada por el campo de presiones del fluido, y que a la vez es este campo de presiones del fluido el que influirá el comportamiento mecánico del mismo. De ahí la importancia de conocer este campo y la forma como éste varía con el tiempo.
Para obtener el campo de presiones intersticiales en un sitio es necesario conocer en el macizo rocoso la superficie potenciométrica (para aquellos macizos que confinan el fluido) ó la superficie del nivel freático (para aquellos que no confinan el fluido), y las propiedades de conducción y almacenamiento de fluidos en el mismo, tales como:

- propiedades de conducción de un fluido:
  - permeabilidad primaria y permeabilidad secundaria;
  - conductividad hidráulica;
  - transmisividad.
- propiedades de almacenamiento, aquellas que caracterizan la capacidad de un volumen de macizo rocoso saturado para dejar conducir un fluido subterráneo como respuesta de una variación de la carga hidráulica:
  - almacenamiento específico (*specific storage*) o almacenamiento elástico;
  - almacenamiento;
  - fluencia específica (*specific yield*);
  - capacidad específica.

La escala de tiempo con la que se modifica el estado de presiones del fluido es mucha más rápida que la que se tenía en el caso del estado de esfuerzos. Por esta razón no sólo es importante conocer el estado de presiones iniciales dentro del macizo rocoso, sino que es necesario conocer cómo ésta variará en toda la vida útil del proyecto y a qué velocidad. Al ver la condición hidráulica del macizo de esta forma, la estimación del campo de presiones es igual de importante que la estimación del campo de tensores de esfuerzos naturales vistos en el capítulo anterior.
Como última anotación de introducción, se comenta que aparte de conocer el campo de presiones del fluido es aconsejable analizar cuál puede ser la influencia de este campo en la degradación del material y del macizo rocoso.

8.2. Unidades hidroestratigráficas

En el momento de diferenciar un volumen de macizo en estudio, desde el punto de su capacidad de conducción de fluidos, uno tiene que tener en cuenta que un volumen de macizo adyacente de otro es diferenciable desde el punto de vista hidráulico sólo si sus permeabilidades se diferencian de dos o tres a más ordenes de magnitud. Aquellos volúmenes dentro del macizo que tengan magnitudes de permeabilidad diferentes pero de ordenes de magnitud menores a dos, se consideran como volúmenes hidráulicamente inter-conectados y forman una unidad con un flujo combinado difícil de entender [441].
Al usar este argumento como criterio de diferenciación, es posible dividir un macizo rocoso en unidades hidráulicas o unidades hidroestratigráficas. Las unidades hidroestratigráficas se usan para armar el modelo conceptual de un sistema de flujo, y del mismo modo que las unidades de macizos rocosos o geotécnicas, este modelo conceptual depende de la escala de análisis. Cada una de estas unidades tendrá su propia superficie potenciométrica y campo de gradientes hidráulicos, ambos relacionados con la conductividad hidráulica de la unidad.
Un volumen saturado de macizo rocoso puede también ser heterogéneo y anisotrópico, desde el punto de vista hidráulico. El primer adjetivo se refiere a los cambios en el espacio, que el volumen de macizo rocoso saturado puede tener para con sus propiedades hidráulicas. Si la variación de estas propiedades es pequeña, se puede asumir la unidad como homogénea. El segundo adjetivo se refiere a las variaciones en las propiedades hidráulicas respecto la dirección de flujo. Las discontinuidades secundarias (e.g. fracturas, planos de estratificación, diaclasas) generan anisotropía en el flujo de fluidos dentro del macizo.

8.3. Esfuerzo efectivo

La gran razón de conocer el campo de presiones de fluidos en un macizo rocoso es la interacción que tiene este campo, que es también un campo de tensores pero especiales, en el campo de tensores de esfuerzos naturales, que se traduce en la influencia al comportamiento mecánico del material y del macizo rocoso.
El campo de presiones influye en estos dos materiales en forma distinta en función al grado e interconectividad que tienen los espacios vacíos en éstos, y también depende del volumen y escala de análisis. Para un mismo campo de presiones, el concepto de *presión efectiva* puede ser válido para el material rocoso y no para el macizo rocoso (e.g. arenisca sana); ó la inversa, para un material rocoso compacto (e.g. cuarcita) en un macizo rocoso con varias familias de discontinuidades; o efectiva o no para ambos materiales.
En materiales rocosos y en macizos rocosos considerados permeables homogéneos, al nivel de escala de análisis, se puede emplear la teoría de la poro-elasticidad, que define el esfuerzo efectivo en el sumando isotrópico del tensor de esfuerzos S_{iso} dependiente del tensor de

presiones P y un coeficiente α_B denominado coeficiente de Biot (Ecuación 8.1). Si α_B es igual a la unidad, el esfuerzo efectivo se denomina esfuerzo diferencial.

$$S_{iso}{}' = S_{iso} - \alpha_B P \tag{8.1}$$

El coeficiente de Biot puede expresarse como el complemento de la relación de el módulo isotrópico del material sin los intersticios o espacios interconectados K y el módulo isotrópico del material con los intersticios o espacios interconectados K_S (Ecuación 8.2).

$$\alpha_B = 1 - \frac{K}{K_S} \tag{8.2}$$

Asimismo, la presencia del campo de presiones en el macizo rocoso puede determinar regímenes de deformación en el macizo rocoso: el régimen de deformación no-drenado y el régimen de deformación drenado. En el régimen no-drenado, la masa de fluido permanece constante y la presión de fluído es variable (i.e. sistema termodinámico cerrado entre material y fluido). En el régimen drenado la presión de fluido es constante y el concepto de la Ecuación 8.1 se cumple. En el régimen no-drenado, el tensor de presiones de fluidos ya no es independiente del material. Si se introduce un coeficiente adimensional B, denominado coeficiente de Skemptom, el cambio en la presión de fluido depende del esfuerzo isotrópico del medio.
En la Figura 7.13 se mostró cómo pueden variar los esfuerzos principales vertical y horizontales en un determinado punto dentro del macizo rocoso. Si la presión del fluido es alta, los tres esfuerzos efectivos principales del macizo rocoso están más cercanos en magnitud al esfuerzo vertical, debido a la reducida resistencia friccionante presente en las discontinuidades (Ver el polígono en trazo segmentado de la Figura 7.13). Por tanto, si la presión del fluido es muy alta, pequeños cambios de esfuerzos son suficientes para causar la falla del macizo rocoso, y cambios pequeños en los esfuerzos pueden causar una transición de un régimen de falla a otro.

8.4. Estimaciones a escalas locales

Como ya se dijo en las secciones anteriores de este capítulo, el agua presente dentro de un macizo rocoso permeable en un estado no perturbado está a una presión hidrostática predominante; esto por razones de equilibrio y potencial mínimo de energía respecto al campo gravitacional de la tierra, el campo de presiones alrededor del cuerpo de agua, y el campo de energía capilar del macizo rocoso.
Sin embargo, el estado de equilibrio muchas veces no se cumple debido a la presencia de otras presiones hidrodinámicas, que dentro del contexto del lenguaje geológico se las denominan presiones anómalas. De este modo, la presión total de agua en un punto (P)

puede expresarse como la suma de los productos de la presión hidrostática ($p_n = \gamma_w g$) y la presión anómala (p_a) con el tensor identidad I (Ecuación 8.3).

$$\mathsf{P} = p\,\mathsf{I} = (p_n + p_a)\,\mathsf{I} \tag{8.3}$$

La existencia de presiones anómalas en el macizo rocoso son por causas de algún fenómeno transitorio que requiere una actividad dinámica que le de y mantenga en presencia. Veamos cuáles pueden ser tales fenómenos para los siguientes escenarios:

- primer escenario, caso donde existe un cuerpo permeable de flujo artesiano a cierta profundidad dentro del macizo rocoso (el hecho que exista flujo en dicho cuerpo es por sí sola una evidencia de la presencia de presiones anómalas);
- segundo escenario, donde a lo largo del tiempo a causa del desarrollo de presiones en los intersticios por cambios de esfuerzos dentro del macizo rocoso, a razón de algún proceso tectónico, actividad sísmica, o proceso de carga o descarga del macizo rocoso; es apreciable medios porosos poco permeables (e.g. lodolitas, arcillolitas).

Dentro de la estimación del campo de presiones de fluidos a nivel local es importante tener una idea de la presencia de presiones anómalas de agua. Encontrar éstos valores fue de gran interés dentro de la geología petrolera, y tiene que ser de igual interés para fines de descripción mecánica del macizo rocoso con fines de ingeniería civil y minera. El campo de presiones de fluidos a nivel local es difícil de calcular o estimar, y el único recurso que se tiene es de medir valores en diferentes puntos del macizo rocoso y luego realizar un proceso de inversión.
La presión anómala se expresa en función del esfuerzo vertical ($\lambda = p_n/\sigma_v$), éste que varía de cero a uno.
Un valor de λ de 0,3 indica una condición cercana a la hidrostática, valores mayores a 0,3 indica presiones hidráulicas de sobrepresión o las llamadas anómalas. Se observaron valores de λ de 0,8 a 0,9 en cuencas geosinclinales y regiones tectónicas activas. Perfiles bien documentados de la variación de las presiones en los intersticios respecto la profundidad dentro de un macizo rocoso, y por consiguiente respecto los valores λ, se muestra en la Figura 8.1, para el caso de un pozo petrolero en el campo Khaur en Pakistan [222]. En ella se observa que valores de λ alcanzaron hasta un máximo de 0,94.
La interacción del agua, gas e hidrocarburos dentro de un macizo rocoso se estudia según los conceptos de la poro-elasticidad. En los últimos años se inició el estudio de macizos rocosos en condiciones no-saturadas en casos donde las condiciones del mismo manifiesten dicho estado [387]. Sin embargo, por lo general para el caso de la descripción de macizos rocosos con interés de ingeniería civil, rara vez se interactúa con gas y/o hidrocarburos.

8.5. Estimaciones a escalas puntuales

En condiciones hidrostáticas, la presión del fluido en los intersticios y discontinuidades p es igual al producto de la columna de agua en el punto de análisis multiplicado por el peso unitario promedio del fluido (e.g. para el caso del agua γ_w) (Ecuación 8.4). Para su determinación en la ingeniería civil y minera es costumbre la instalación de piezómetros en macizos rocosos porosos y macizos rocosos fracturados.

$$p = p_n = \gamma z_w \tag{8.4}$$

Pero en ciertas formaciones rocosas, las condiciones hidrostáticas pueden no cumplirse, en especial en macizos rocosos inmersos en el mar (*in-shore*). Asimismo, la presión no es hidrostática a grandes profundidades, debido a la temperatura de las formaciones, ésta tiende a ser muy cercana a la presión de sobrecarga del material en la misma profundidad. Por estas razones, se mide el campo de presiones. En la industria del petróleo se realizan registros de presiones de agua a través de sondas, de modo de obtener valores precisos de p, medidas que deberían implementarse también en la ingeniería civil y minera, en particular para obras subterráneas profundas o con altas sobre-capas

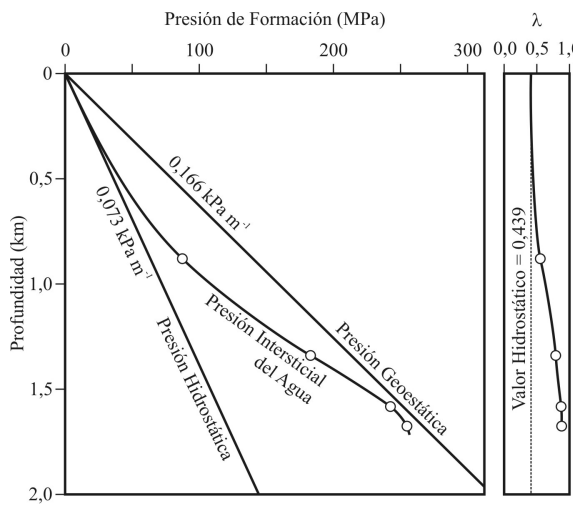


Figura 8.1 Variación de la presión y valores correspondientes de λ con la profundidad en el campo Khaur, Pakistan [222].

8.6. Ensayos de infiltración, permeabilidad y flujo

Conocer la capacidad de infiltración, permeabilidad y cantidad de flujo presente en un determinado volumen del macizo rocoso ayuda a calcular y estimar la variación del campo de presiones a partir de un determinado campo de presiones inicial. Estos cálculos son rutina en proyectos donde estas tres propiedades son importantes (e.g. presas, reservatorios, cavidades de almacenamiento de desechos), por lo que esta sección comenta cómo obtener esta información.
Existen pruebas de campo que posibilitan determinar la capacidad de infiltración de la superficie del terreno a través de ensayos de filtración (e.g. Método del doble anillo, método del permeámetro de Boutwell, método del permeámetro de perforación). Asimismo, los métodos de medida de la permeabilidad en profundidad se realizan en hoyos de perforación o pozos de exploración. Las pruebas de bombeo dan una idea de las condiciones de flujo dentro del macizo rocoso.

8.6.1. Pozos de inspección

La posición y la variación del nivel freático da idea de la capacidad de infiltración, permeabilidad y flujo de un medio conductor de fluidos; como podría ser un macizo rocoso con la capa de material no-consolidada que lo superpone y lo rodea. Por esta razón, las pruebas que tienen el objeto de conocer la posición y la variación del nivel freático son importantes dentro de la caracterización del macizo rocoso. Esto se logra a través de la instalación de varios pozos de observación.

8.6.2. Ensayos de infiltración

Doble anillo

El método del doble anillo simplificado tiene el objeto de determinar la conductividad hidráulica vertical desde la superficie (i.e. infiltración) y se logra al introducir en el macizo dos anillos concéntricos de 0,3 m y 0,6 m a una profundidad de 0,15 m del nivel de ensayo. El ensayo para materiales no-consolidados está estandarizado por la norma ASTM D3385 [40]. Sin embargo, el método no se aplica para macizos muy secos, y los resultados no son confiables para macizos muy permeables (i.e. $> 1\times10^{-4}\,\mathrm{m\,s^{-1}}$) o muy impermeables (i.e. $< 1\times10^{-8}\,\mathrm{m\,s^{-1}}$). Para el último caso, se tiene una variación de este método que está estandarizado según la norma ASTM D5093 [58], también para materiales no-consolidados.

El método se podrá aplicar en macizos rocosos muy diaclasados o con material rocoso poroso (e.g. areniscas). Para tal objetivo es necesario cortar el macizo con una broca doble-concéntrica con puntas diamantadas. Los diámetros interno y externo son de 0,3 m y 0,6 m, respectivamente; y la longitud de la broca no mayor a 0,3 m. El equipo a usar es el mismo usado para las perforaciones con corte anular.
Una vez practicadas las ranuras en el macizo rocoso, los anillos del equipo se introducen por medio de penetración manteniendo la verticalidad de sus paredes. El espacio entre el anillo y las ranuras se sellan con lechada de cemento. El esquema de instalación se observa en la Figura 8.2.

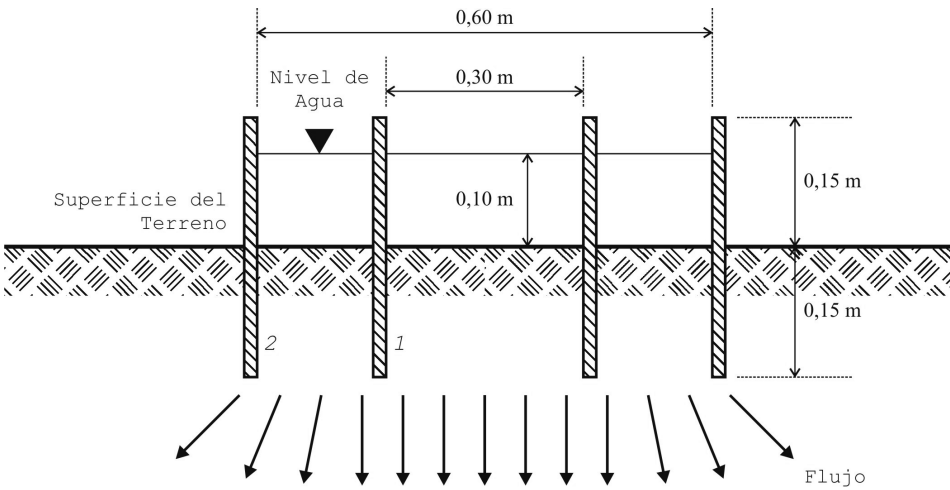


Figura 8.2 Esquema del ensayo de doble anillo; *1* anillo interno y *2* anillo externo.

Una vez secada la lechada, se procede a verter agua en el espacio entre el anillo externo y el interno (i.e. espacio anular externo) y dentro del anillo interno, hasta una altura aproximada de 100 mm. El nivel de agua en el espacio interno se tiene que conservas con el objetivo de asegurar el flujo vertical del agua en el material por debajo del anillo interno, para ello se vierte agua cada cierto intervalo. Cada 120 s se mide el volumen introducido dentro del anillo interno. Se hacen las medidas hasta obtener valores de filtración iguales para un mismo intervalo de tiempo.

Permeámetro Boutwell

Cuando se usa el método del permeámetro de Boutwell, se realiza una perforación con encamisado donde se asegura que no existan filtraciones desde la superficie entre las paredes

de la camisa y la de la perforación. Luego se ejecuta el ensayo de carga variable con las mismas barras de perforación, que consiste en establecer dos alturas de cargas piezométricas y determinar el tiempo que tarda el fluido en descender de un nivel al otro. De este modo se determina la conductividad k_{m1} que se expresa por la Ecuación 8.5, donde d el diámetro del piezómetro (i.e. el diámetro interno de la barra), D el diámetro interno de la camisa, t_1 es el tiempo inicial para la altura de agua en la posición más alta y t_2 es el segundo tiempo para la posición h_2 más baja (Figura 8.3a).

$$k_{\mathrm{m1}} = \frac{d^2}{D\,(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \tag{8.5}$$

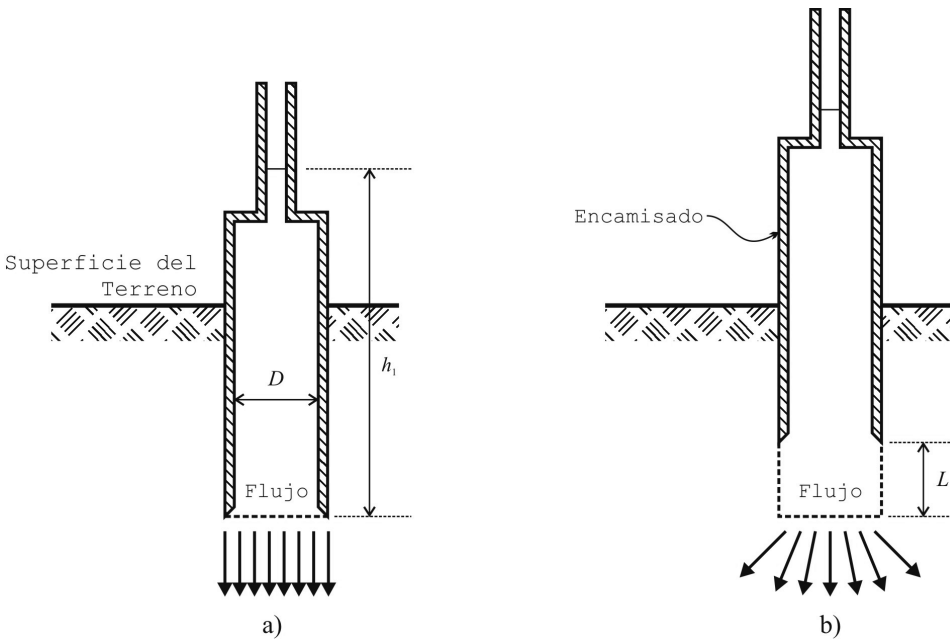


Figura 8.3 Esquema del procedimiento de determinación de la permeabilidad con el permeámetro Boutwell. **a** Primera fase del ensayo donde se determina la primera permeabilidad; **b** segunda fase del ensayo donde se suspende la camisa.

Luego que se determina la conductividad hidráulica k_{m1} se levanta el permeámetro una distancia L, como se muestra en la Figura 8.3b. El ensayo de carga variable se realiza una vez más. La conductividad hidráulica k_{m2} se determina esta vez por la Ecuación 8.6a, donde A y B están dadas según las Ecuaciones 8.6b y 8.6c.

$$k_{m2} = \frac{A}{B} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \tag{8.6a}$$

$$A = d^2 \ln\left[\frac{L}{D} + \sqrt{1 + \left(\frac{L}{D}\right)^2}\right] \tag{8.6b}$$

$$B = 8L(t_2 - t_1)\left[1 - 0{,}526\exp^{\left(-1{,}57\frac{L}{D}\right)}\right] \tag{8.6c}$$

Permeámetro en perforación

Este método fue diseñado para hacer pruebas de permeabilidad en hoyos de perforación que se encuentran debajo el nivel freático. El método consiste en realizar una perforación la cual se encamisa en su totalidad como se observa en la Figura 8.4. El ensayo de carga variable se logra luego de medir los niveles de agua a intervalos de tiempo predefinidos.
La conductividad hidráulica según este método se determina por la Ecuación 8.7, donde $A = \pi/4D^2$ siendo D el diámetro de la cavidad circular de la perforación y F el coeficiente de entrada.

$$k_m = \frac{A}{6F\,(t_2 - t_1)} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \tag{8.7}$$

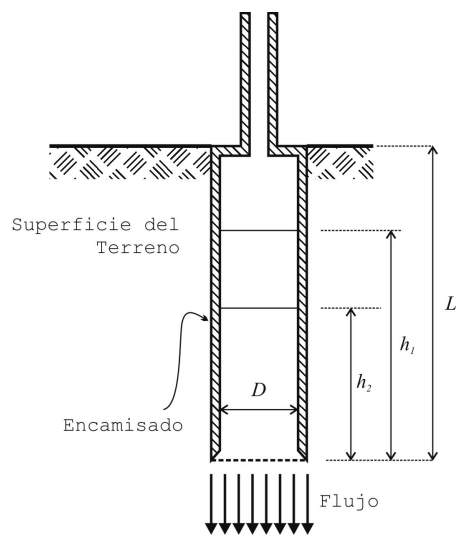


Figura 8.4 Esquema del procedimiento de determinación de la permeabilidad con permeámetro en perforación.

El coeficiente de entrada de agua varía según las condiciones del encamisado y del terreno. En la práctica se aproxima en forma general, para una perforación encamisada en su totalidad, según la Ecuación 8.8, donde D es el diámetro de la excavación.

$$F = 2D \tag{8.8}$$

8.6.3. Ensayos de permeabilidad

El valor del coeficiente de permeabilidad del macizo rocoso que se obtiene de estos ensayos es aquel que está en dirección del flujo y que el medio permeable, cuyo valor se desea medir, se lo considere homogéneo e isotrópico. Sin embargo se comenta que estos ensayos no dan resultados precisos, pero son una herramienta que dan una idea inicial del coeficiente de permeabilidad equivalente del macizo rocoso.

Ensayo de permeabilidad de carga constante

En el método de carga constante, el agua se deja fluir a una carga total constante desde la superficie hasta la base del pozo en el medio permeable que se investiga. Previo a este ensayo, es necesario conocer el nivel freático en el macizo (e.g. por medio de medidas de piezómetros). Además, es necesario encamisar las paredes del pozo perforado, y la parte que penetra en el medio permeable de estudio no tiene que ser menor a cinco veces el diámetro interno de la camisa en ese punto.
Durante el ensayo, el nivel de agua en el pozo se mantiene constante en la superficie. La diferencia entre el nivel de agua del pozo y el nivel freático, es por consiguiente constante. También se mide la tasa de flujo requerido para mantener constante el nivel de agua por algún método de medida de caudal. De este modo, el coeficiente de permeabilidad se calcula según la Ecuación 8.9, donde q es el caudal que hace que la altura hidráulica definida en inicio dentro del pozo de ensayo se mantenga constante, h es la diferencia de cargas hidráulicas entre la altura de agua en el pozo y el nivel freático inicial medido en el macizo en las cercanías donde se hace el ensayo, y d es el diámetro interno del pozo.

$$k_{\mathrm{m}} = \frac{q}{2{,}75\, d\, h} \tag{8.9}$$

Ensayo de permeabilidad de carga variable

En el ensayo de carga variable, la tasa de flujo del medio permeable donde alcanzó el pozo se obtiene con el tiempo que tarda el nivel de agua en descender de un valor de h_1 a un

valor h_2. Las alturas se toman desde un nivel de referencia localizado en el mismo nivel de la superficie freática. En este ensayo se tiene que garantizar que el medio permeable donde se hacen las estimaciones represente un gran espesor en el hoyo.
Para el caso en que la perforación penetra el medio permeable una distancia corta menor a 1,5 m debajo del nivel freático el coeficiente de permeabilidad es igual a la expresión de la Ecuación 8.10, donde d es el diámetro interno del tubo de perforación, t es el tiempo en que tarda de descender el agua de la posición h_1 a la posición h_2.

$$k_{\mathrm{m}} = \frac{\pi d}{11\,t} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \tag{8.10}$$

Para el caso de un pozo de diámetro d con una camisa de longitud L_1 y una parte no encamisada (i.e. descubierta) debajo del extremo de la camisa de longitud L, en un medio permeable que se asume ser de gran espesor, el coeficiente de permeabilidad está dado por la Ecuación 8.11, donde h_1 y h_2 son los niveles de descenso del agua, respecto un nivel de referencia igual al nivel freático. La longitud L se recomienda que sea cuatro veces el diámetro del pozo del ensayo.

$$k_{\mathrm{m}} = \frac{d^2}{8\,Lt} \ln\left(\frac{2L}{d}\right) \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \tag{8.11}$$

Ensayo inverso de permeabilidad de carga variable

Otro ensayo similar al anterior, que se lo denominó ensayo inverso de permeabilidad de carga variable, consiste en alcanzar con el pozo una distancia L por debajo del conocido nivel freático. Esta distancia es al menos cinco veces del diámetro del mismo. Luego se extrae el agua dentro del pozo por bombeo controlado, de modo de no abatir el nivel freático estático. Al final se calcula el tiempo en que el agua penetra al pozo, ya sea a través de su base o por las paredes desprotegidas, por efecto del gradiente hidráulico generado.
El tiempo cronometrado puede ser a una altura cualquiera, pero que sea menor a aquella altura que iguala el nivel freático. El coeficiente de permeabilidad se calcula con la expresión de la Ecuación 8.12, donde L es la longitud penetrada más allá del nivel freático, d es el diámetro del pozo, t es el tiempo que tarda en ascender el agua desde el nivel más bajo al más alto, y h_2 y h_1 son el nivel más bajo y más alto que asciende el agua en el tiempo t, respectivamente medidos a partir del nivel freático.

$$k_{\mathrm{m}} = \frac{40\,d^2\,L}{(10\,d+L)\,(4L-h_2+h_1)\,t} \tag{8.12}$$

Ensayo de permeabilidad con dos pozos adyacentes

Otra forma de estimar el coeficiente de permeabilidad de un medio permeable que se asuma ser homogéneo es a través de dos pozos perforados adyacentes a una distancia horizontal *S*. Se miden las alturas piezométricas iniciales en cada pozo. Se coloca un trazador en el pozo de mayor carga hidráulica y se calcula el tiempo que tarda el agua en fluir de éste al pozo de menor carga. Si los pozos tienen cargas hidráulicas iguales, se llena uno de ellos para crear el gradiente hidráulico.
Adicional al trabajo descrito, se estima la porosidad equivalente del macizo n_{em}. El coeficiente de permeabilidad del macizo se calcula con la Ecuación 8.13, donde h_2 y h_1 son las alturas piezométricas del pozo de mayor carga hidráulica y el pozo del menor carga hidráulica, respectivamente.

$$k_{\text{m}} = \frac{S^2 n_{\text{em}}}{t\,(h_2 - h_1)} \tag{8.13}$$

Ensayo en perforación horizontal

El ensayo de permeabilidad en hoyo horizontal se hace dentro de galerías de exploración, y tiene el objeto de obtener el coeficiente de permeabilidad promedio del macizo rocoso, donde se asume un medio homogéneo e isotrópico desde el punto de vista de la conductividad hidráulica. En este tipo de ensayo es necesario emplear los obturadores de hoyo, usados por ejemplo en el ensayo Lugeon.
Este tipo de ensayo consiste en perforar un hoyo horizontal de radio *a* lo más alejado posible de la galería de exploración, que está situado a una profundidad *D* desde la superficie y donde el nivel freático es conocido e identificado a una altura *H* por encima del centro del hoyo. La forma de determinar la altura *H* es posible por ejemplo a través de medidas de la presión dentro del hoyo. Una vez que se bloquea el mismo con el obturador y se asume una presión hidrostática en el macizo. Luego, se mide el caudal de fluido que emana del hoyo *Q*, a través de cualquier método hidráulico (e.g. medidor de orificio).
El coeficiente de permeabilidad equivalente del macizo rocoso se determina según las expresiones de la Ecuación 8.14, que depende si la altura del nivel freático está por encima o por debajo de la superficie del terreno, Ecuación 8.14a y Ecuación 8.14b, respectivamente. La Figura 8.5 muestra el ábaco para determinar la permeabilidad del macizo rocoso según este método.

$$k_{\text{m}} = \frac{Q}{2\pi H} \ln\left(\frac{2D}{a}\right) \tag{8.14a}$$

$$k_{\text{m}} = \frac{Q}{2\pi H} \ln\left(\frac{2H}{a}\right) \tag{8.14b}$$

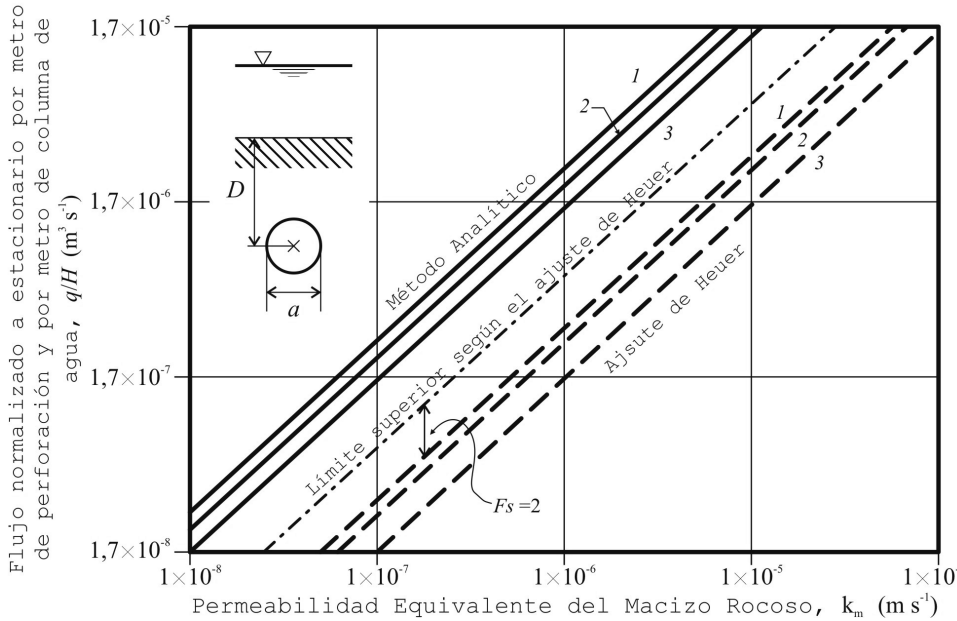


Figura 8.5 Ábaco de cálculo del ensayo en hoyos horizontales, *1* con cobertura de dos veces el diámetro de la perforación, *2* con cobertura de cuatro veces el diámetro de la perforación, y *3* con cobertura de diez veces el diámetro de la perforación [162].

8.6.4. Prueba de bombeo

Las pruebas de bombeo se usan en macizos rocosos donde se garantice que el flujo es isótropo, estacionario y homogéneo, y en medios donde por debajo del volumen de estudio exista un estrato impermeable. Consiste en bombear un pozo que penetra en el macizo con la observación de los niveles de agua en un determinado número de perforaciones adyacentes; sin embargo, al menos dos pozos de observación se necesitan por cada prueba. El bombeo continúa hasta que se establezca una condición de flujo estacionario. En estas condiciones, por lo general se establece un flujo radial alrededor del pozo de bombeo y los pozos de observación se localizan por consiguiente en un número de líneas radiales desde el centro del pozo de bombeo.

Para el caso por ejemplo de dos pozos de observación, éstos se localizan a una posición r_1 y r_2 del pozo de bombeo, y se registran las respectivas elevaciones respecto a un nivel de referencia (i.e. h_1 y h_2). El análisis se basa en asumir que el gradiente hidráulico a cualquier distancia r desde el pozo de bombeo es constante con la profundidad y es igual a la pendiente de la tangente que forma el nivel freático abatido, donde h es la altura del

nivel freático a una radio r. Este criterio es conocido por el criterio de Dupuit y es preciso excepto en puntos cercanos al pozo de bombeo, por tanto el coeficiente de permeabilidad puede estimarse según la Ecuación 8.15.

$$k_{\mathrm{m}} = \frac{2{,}3\,q}{\pi\left({h_2}^2 - {h_1}^2\right)} \lg\left(\frac{r_2}{r_1}\right) \tag{8.15}$$

8.6.5. Pruebas durante barrenación en circulación reversa

Si se barrena el macizo rocoso a través de métodos de circulación reversa (confronte la sección 6.3.6) es posible realizar al menos dos ensayos hidráulicos a medida que se avanza en profundidad la barrenación: ensayos de inyección (*drill-stem injection tests*) y ensayos de inyección de aire con recuperación (*airlift and recovery test*). De esta forma se aprovechan las barrenaciones/perforaciones con otros fines, tales como metalogénicos o geológicos, para obtener los primeros datos sobre el estado del campo de presiones de fluidos en el macizo rocoso. Esta forma de aprovechar otras actividades para obtener el beneficio de otro estudio, se ha llamado en el léxico cotidiano como *ensayos de aventón* (*piggy backed tests*).

El ensayo de inyección se realiza para reconocer las zonas fracturadas que se atraviesan durante la perforación. El procedimiento consiste en bombear agua debajo del anillo de la tubería de perforación, de modo de elevar el nivel de agua dentro del tubo interno de la sarta y mediante un caudalímetro, obtener los datos necesarios para conocer una respuesta de la capacidad hidráulica específica de la zona o intervalo ensayado.
El ensayo de inyección de aire con recuperación se realiza una vez alcanzada la máxima profundidad de perforación programada y en una zona permeable. Consiste en inyectar aire comprimido por la sarta por un lapso de tiempo 30 minutos a 240 minutos de modo de bajar el nivel de aguas en el pozo. Luego, se para la inyección de aire y se desmonta el equipo de barrenación o perforación, pero se registra por varias horas o días la variación del nivel de agua en el pozo respecto del tiempo, hasta alcanzar el nivel inicial de agua. Esta prueba posibilita estimar la permeabilidad horizontal de la zona ensayada. Una mejora de este ensayo es el de tener instalados piezómetros cercanos al pozo perforado, de modo de registrar la variación de presiones cuando se empieza a recuperar el nivel de aguas luego de la inyección de aire.
Si bien, estos dos ensayos se pueden hacer en hoyos perforados por cualquier método de barrenación o perforación, la circulación reversa se convirtió en el método más económico y apropiado, porque desde el punto de vista hidráulico no contamina y esteriliza el pozo debido a que no usa aditivos para estabilizar las paredes del pozo y porque además el método posibilita el uso de diámetros pequeños.

8.6.6. Ensayo Lugeon

El ensayo Lugeon [283], también llamado *ensayo de obturación* (i.e. *Packer Test*) o *ensayo de presión*, se realiza en un hoyo perforado. Este ensayo no brinda el coeficiente de permeabilidad del macizo rocoso (k_m), no obstante el ensayo da una comparación cuantitativa de la permeabilidad del macizo rocoso a partir de un patrón definido. El ensayo Lugeon se realiza con el objeto de establecer criterios para inyecciones dentro de macizos rocosos.
Esta aproximación por comparación cuantitativa se obtiene de la unidad de medida denominada también *Lugeon*[1], unidad que es obtenida del ensayo de inyección de agua y de absorción en sitio en el macizo rocoso. Una unidad Lugeon corresponde a la absorción de un litro de agua a una velocidad de un litro por un minuto ensayado en un metro de longitud del hoyo de perforación, cuando el agua se mantiene en el hoyo a una presión de un 1 MPa por un periodo de diez minutos.
Se observó que si el macizo rocoso absorbe menos de un Lugeon de agua, se considera que éste tiene las discontinuidades ceñidas, y no requiere de inyecciones.

[1] La unidad de medida *Lugeon* no pertenece al sistema internacional de unidades, es una unidad de ingeniería.

Capítulo 9
Ensayos de Campo

Resumen Luego de conocer el campo de esfuerzos y presiones iniciales de un macizo rocoso, es posible particularizar el estudio del macizo rocoso con el objeto de hallar sus propiedades de resistencia y deformación. Para este fin se han desarrollado varios tipos de ensayos de campo. Este noveno capítulo fue dedicado para nombrar algunos de ellos.

9.1. Introducción

Ejecutar ensayos de campo tiene ventajas como por ejemplo tener los resultados disponibles casi de forma inmediata, y obtener alta cantidad de datos que dan un panorama *in-situ* del comportamiento mecánico del macizo rocoso. Muy pocos proyectos han afrontado el suficiente número de ensayos de campo con distintos métodos, como para compararlos.
Se pueden obtener resultados muy diferentes para cada método que busca encontrar un mismo parámetro; por ejemplo, para un módulo de deformación del macizo rocoso con un promedio de 40 GPa se halló una desviación estándar de 10 GPa (i.e. 25 %) [86].
Según estas circunstancias no es de gran ayuda discutir acerca de la exactitud y precisión de los ensayos en sitio, sino de aprovechar la gran cantidad de información que ellos brindan. La desventaja que tienen estos ensayos es que la mayoría de ellos son costosos en esta disciplina donde todo ensayo se multiplica en escala y requiere mucha más energía, y esto se palpa aún más si nunca antes se tuvo a disposición los resultados de un ensayo de éstos. Resulta de este modo muy difícil convencer a los tomadores de decisión la importancia y los beneficios de ejecutar al menos sólo un grupo de ensayos de campo.
Para ejecutar la mayoría de ensayos de campo en macizos rocosos no sólo requiere de buena voluntad, sino se requiere haber pasado por un proceso de desarrollo de investigación y de tecnología relativo al ensayo que se ejecutará. Por estas razones, los ensayos de campo en macizos rocosos son escasos a nivel mundial, y por lo general se desarrollaron por entida-

des estatales con altos ingresos y tiempo invertidos en la investigación (e.g. universidades, institutos nacionales, proyectos de seguridad nacional, proyectos militares).
Dentro del grupo de ensayos de campo, también se tienen diseñados ensayos sencillos, de fácil ejecución por un individuo y con equipos portátiles; situación opuesta al otro tipo de ensayos de campo, que le da gran versatilidad, buena cantidad de datos como para hacer tratamientos estadísticos y posibilidades de cuantificar *in-situ* el tan heterogéneo y extenso macizo rocoso.
Si tiene la posibilidad de ser parte del desarrollo, ejecución o interpretación de un ensayo de campo para macizos rocosos, aquellos de gran porte, ponga *todo* de sí mismo, porque puede ser una de las mejores experiencias que haya pasado por su carrera como ingeniero de rocas, y muy probable irrepetible; y además su experiencia será transmitida por varias décadas.

9.2. Densidad en sitio

Los métodos tradicionales para determinar la densidad en sitio de macizos de suelo y roca son:

- método del cono de arena, para material con partículas menores a $1\frac{1}{2}''$;
- método del globo de goma, para material con partículas menores a $1\frac{1}{2}''$;
- métodos por reemplazo de arena o agua, para partículas mayores a $1\frac{1}{2}''$ y menores a $18''$.

El Cuadro 9.1 resume el campo de aplicabilidad de los métodos mencionados.
Existen otros métodos para determinar la densidad *in-situ* de un macizo de suelo o de roca, que están estipulados en la norma americana: ASTM D4564 [49] referente al *Método de ensayo para la densidad del suelo en sitio por el método de la funda* (*sleeve*), ASTM D5195 [59] acerca de la *Densidad del suelo y la roca en sitio a profundidades debajo de la superficie por métodos nucleares*, ASTM D2922 [37]: *Densidad del suelo y la roca en sitio (profundidades superficiales) por métodos nucleares*, ASTM D6031 [67] *Diagrafía del contenido de humedad y densidad en sitio del suelo y la roca por el método nuclear en tubos horizontales, inclinados y verticales*.

9.3. Ensayos de impacto

El ensayo de martillo de rebote Schmidt sirve para determinar la respuesta que ofrece la superficie de un material rocoso a la acción del impacto de una masa metálica caída desde una altura determinada, que tras medir la altura de rebote de la masa se obtiene mediante

Cuadro 9.1 Métodos tradicionales para determinar la densidad en sitio.

Designación ASTM	Var.	d_M en mm	V_m en m^3	Dimensión molde		h_m en cm
				L en cm	D en cm	
D1556 [31], D2167	–	12,7 ($1/2''$)	$1{,}4\times10^{-3}$	30	–	6,6
D1556, D2167 [34]	–	25,4 ($1''$)	$2{,}1\times10^{-3}$	30	–	9,9
D1556, D2167	–	37,5 ($1\,1/2''$)	$2{,}8\times10^{-3}$	30	–	13,2
D5030, D4914 [54]	A, B	76 ($3''$)	30×10^{-3}	61	–	45,7
D5030 [56]	C	76 ($3''$)	30×10^{-3}	84	–	25,4
D5030, D4914	A, B	127 ($5''$)	60×10^{-3}	76	–	30,5
D5030	C	127 ($5''$)	60×10^{-3}	102	–	30,5
D5030, D4914	A, B	203 ($8''$)	240×10^{-3}	–	122	61,0
D5030	C	203 ($8''$)	240×10^{-3}	157	–	45,7
D5030, D4914	A, B	305 ($12''$)	810×10^{-3}	–	182	61,0
D5030, D4914	A, B	457 ($18''$)	2,7	–	274	91,4

Var. se refiere a la variación se refiere a el tipo de proceso que se diferencia dentro del método, consulte la norma que se hace referencia. Máximo tamaño de partícula, entre paréntesis se muestra el equivalente en pulgadas: d_M. Mínimo volumen de muestra requerido: V_m. Mínima profundidad molde: h_m. La dimensión del molde es el lado de una sección cuadrada L o el diámetro de una sección circular D.

correlaciones la resistencia a compresión uniaxial del material rocoso, la resistencia a compresión de la superficie de la discontinuidad expuesta (JCS: *Joint Compressive Strength*) o la dureza del material rocoso, dependiendo del estado de la superficie y el interior de la roca ensayada.

Este es un método de pruebas no destructivas donde el empleo del instrumento es fácil, además que posibilita varios ensayos en un tiempo corto. El principio con el que trabaja el martillo de rebote es del impacto entre cuerpos inelásticos. En este caso sería el impacto de una masa sobre un pistón que a la vez reposa sobre la superficie del material ensayado. La lectura que se obtiene se denominan *valor de rebote Schmidt* o *rebote*, y se designa con la sigla R_i que viene de *rebote* (*rebound*)[1]. Ésta representa una medida de la elasticidad a la colisión entre dos cuerpos con la raíz cuadrada de la relación de la altura de rebote h entre la altura de caída de la masa H (Ecuación 9.1). A esa variable se la denomina también *coeficiente de restitución*. Los valores de esta variable pueden variar de 1 % a 100 %, donde las colisiones elásticas perfectas tienen un valor R de 100 % y las colisiones inelásticas totales un valor de 0 %.

$$R = \left(\frac{h}{H}\right)^{\frac{1}{2}} \tag{9.1}$$

[1] Algunos textos como los de concreto, expresan esta variable con la letra N o la letra H.

La Figura 9.1 muestra el esquema interno del martillo Schmidt y una fotografía de su empleo. Este instrumento consiste de una masa de acero cargada por un resorte (i.e. resorte de impacto) que se libera contra un pistón cuando el martillo es presionado contra la superficie de la roca al apretar un botón. Un indicador deslizante indica el rebote de la masa en la escala graduada. Los ensayos se hacen con el empleo de lentes de protección.
Para hacer el ensayo, es necesario escoger el método según las opciones del Cuadro 9.2. Definido el método de ensayo, medir y registrar la orientación del plano ensayado mediante la brújula tipo Clar. Seguido de esto, limpie la superficie de material con una piedra abrasiva, que viene incorporada en el instrumento. Luego de la limpieza, colocar el pistón de impacto del martillo en la superficie, y verifique que el instrumento esté perpendicular a la superficie de ensayo. Sostenga el cuerpo del instrumento contra la roca aplicando una fuerza baja, en este estado desactive el seguro presionado el botón, lo que hará que el pistón se libere. Liberado el pistón incremente la presión de forma lenta y gradual en contra de la roca hasta que se produzca el disparo automático. Luego de oír el disparo apriete de nuevo el botón y sin soltarlo retire el martillo de la superficie. Realice la lectura en la escala y suelte el botón. El valor final de R se obtiene después de eliminar algunas y promediar varias lecturas practicadas en una misma superficie de roca, de acuerdo al método de ensayo y cálculo escogido. La Figura 9.1b muestra la realización de pruebas de rebote en las superficies expuestas de bloques en un macizo rocoso.

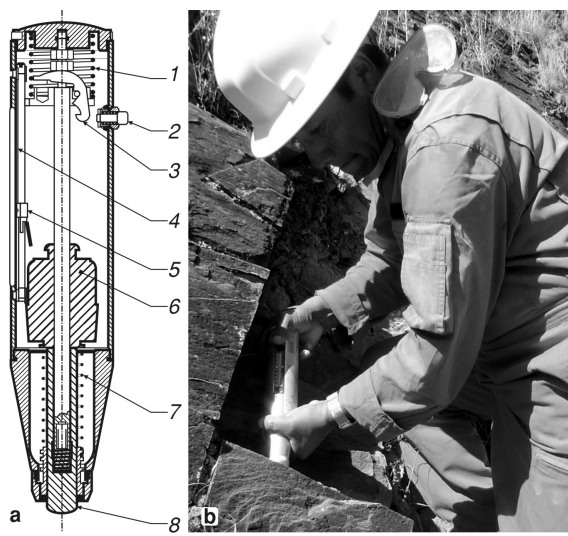


Figura 9.1 Pruebas de martillo de rebote Schmidt. **a** Esquema interno del instrumento, *1* resorte de impacto, *2* botón, *3* seguro de la masa, *4* escala, *5* indicador deslizante, *6* masa, *7* resorte de retorno, *8* pistón; **b** ensayo en las paredes de bloques de un macizo rocoso expuesto.

En este ensayo es necesario diferenciar dos tipos de instrumentos estándares, comerciales y disponibles: el martillo de rebote Schmidt de concreto (Tipo N) y el martillo de rebote Schmidt de rocas (Tipo L). Éstos se diferencian según la energía de impacto disponible. Si se usa el martillo de rebote Schmidt Tipo N se tiene disponible una energía de impacto es de 2,207 N m. Para rocas se prefiere el empleo del martillo de rebote Schmidt Tipo L debido a que no daña la roca durante el ensayo porque tiene una energía de impacto de 0,735 N m, tres veces menos energía que el Tipo N.
Las diferencias entre las lecturas R_L y R_N para un mismo material rocoso fueron observadas por varios autores (e.g. [258]). Debido a que en obra, la disponibilidad del martillo Schmidt Tipo N es mayor a la del martillo Tipo L, se propusieron correlaciones entre los valores R del martillo Tipo N (R_N) y el Tipo L (R_L) [74, 102] que dan valores esperados con un 95 % de probabilidad.
Para el método de Poole & Farmer [339] se proponen las siguientes relaciones (Ecuaciones 9.2 para la posición horizontal y vertical hacia abajo, en el respectivo orden), siendo e_σ el error estándar que se comete al estimar cualquier valor.

$$R_L = 1{,}180 + 0{,}717R_N;\ e_\sigma = 3{,}3 \tag{9.2a}$$

$$R_L = 1{,}838 + 0{,}813R_N;\ e_\sigma = 2{,}9 \tag{9.2b}$$

Estas correlaciones fueron hechas en paredes de macizos rocosos de Turquía y se pueden usar con fines de predicción con una apreciable exactitud. Las rocas ensayadas fueron: andesitas, diabasas, peridoditas, gabros, granitos, tufas, brechas, mármoles, calizas y travertinas. Sin embargo, se recomienda obtener otras correlaciones para otras inclinaciones de ensayo del martillo, al menos para $\pm 45\,^\circ$, y el tipo de roca con el que se esté trabajando en el sitio de investigación.
La Figura 9.2 muestra las gráficas de las ecuaciones 9.2, los casos del ensayo con martillo horizontal y martillo vertical hacia abajo. Los coeficientes de correlación r son iguales a 0,918 y 0,951, respectivamente; y los coeficientes de determinación R^2 iguales a 0,842 y 0,904, respectivamente.
Otra ecuación de corrección entre los valores R_L y R_N fue reportado por Viles y coinvestigadores [436], con un coeficiente de determinación R^2 igual a 0,9133 (Ecuación 9.3).

$$R_L = -14{,}957 + 1{,}159R_N \tag{9.3}$$

Se comenta que para el caso del martillo Tipo L, los valores R de 0 a 10 corresponden a rocas suaves, y los valores R mayores a 60 corresponden a rocas duras a muy duras; no obstante la ISRM [233] sugiere que se use esta prueba sólo para rocas que tengan resistencia a compresión uniaxial comprendidas entre 20 MPa a 150 MPa, mientras que la norma ASTM admite este rango de 0 MPa a 100 MPa [66].

Cuadro 9.2 Procedimientos recomendados del ensayo del martillo de rebote Schmidt [186].

Autor(es)	Procedimiento del ensayo
Young R.P., Fowell R.J. [459]	Dividir el macizo rocoso en una malla reticular y promediar los impactos simples de cada retícula
ISRM [233]	Registrar 20 valores de impactos simples de rebote separados por al menos un diámetro de la aguja, y promediar los 10 más altos valores
Goktan R.M., Ayday C. [185]	Registrar 20 valores de impactos simples de rebote separados por al menos un diámetro de la aguja. Desechar valores según el criterio de Chauvenet, y promediar las lecturas restantes
Soiltest [398]	Registrar 15 valores de impactos simples de rebote y promediar los 10 más altos. La máxima desviación respecto el promedio tiene que ser menor que 2,5
Matthews J.A., Shakesby R.A. [292]	Realizar 15 lecturas de cualquier muestra. Se calcula el promedio de los valores de rebote y se descartan aquellos cinco valores más desviados del promedio
Kazi A., Al-Mansour Z.R. [254]	Registrar al menos 35 lecturas de rebote, eliminar las 10 lecturas más bajas y promediar los restantes 25 valores
Katz O. et al. [252]	Realizar de 32 a 40 impactos individuales y promediar el 50 % de valores más altos
Poole R.W., Farmer I.W. [339]	Seleccionar el valor más alto de una serie de cinco valores continuos en un punto. Promediar los picos de tres grupos de ensayos realizados en tres puntos separados
Hucka V. [225]	Seleccionar el valor más alto de rebote de 10 impactos continuos en un punto. Promediar los máximos de los grupos de ensayos realizados en tres puntos separados
GBG [178]	Registrar 12 lecturas en el punto de ensayo en un plano cortado a diamante. Descartar el valor más bajo y más alto para obtener un número promedio de rebote
USBR [433]	Realizar diez lecturas en varios lugares en cada superficie. Descartar los cinco valores más bajos, y promediar los cinco más altos
Sumner P., Nel W. [411]	Extraer 15 lecturas en diferentes puntos y descartar cinco valores discordantes para obtener un valor promedio de los restantes 10 valores
ASTM D5873 [66]	Registrar los valores de rebote en 10 lugares representativos de la muestra, separados en al menos un diámetro de la aguja. Se hace un ensayo por punto. Descartar las lecturas que difieran en 7 unidades del promedio de las 10 lecturas realizadas
ASTM C805 [27]	Registrar los valores de rebote en 10 lugares representativos de la muestra, separados en al menos 25 mm. Se hace un ensayo por punto. Descartar las lecturas que difieran en 6 unidades del promedio de las 10 lecturas realizadas

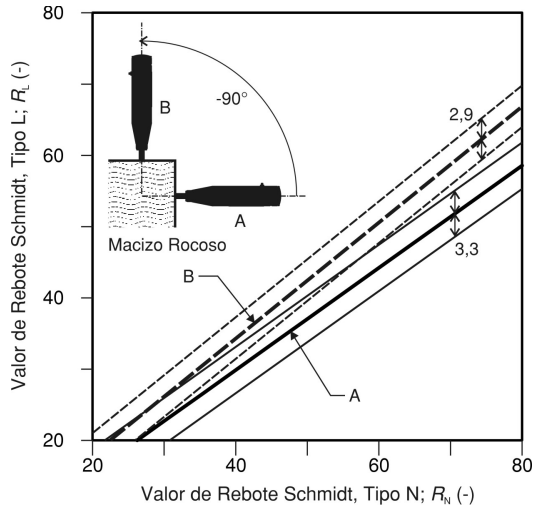


Figura 9.2 Relación entre los valores de rebote Schmidt con martillo Tipo L (R_L) y Tipo N (R_N) para el caso de ensayos según el procedimiento Poole & Farmer [339], [74, 102].

Previo o posterior a la campaña de ensayos en campo, es necesario calibrar los valores *R* con cuerpos de prueba de la roca ensayados con pruebas de rebote en laboratorio; esta vez con el martillo orientado en posición vertical apuntando hacia abajo, tal como se resume en la sección 10.4.9 del Capítulo 10. La forma de corregir los valores *R* obtenidos para otras inclinaciones diferentes de la vertical en sentido hacia abajo (ángulo -90°) se logra con la suma de los valores que se muestran en el Cuadro 9.3 para rangos que varían cada 45°, lo cual es suficiente para la sensibilidad de *R* con la inclinación. La inclinación del instrumento se deduce de la inclinación del plano de ensayo, cuya orientación espacial fue obtenida antes del ensayo.

Cuadro 9.3 Correcciones por orientación de valores de rebote martillo Schmidt [79].

Rebote *R* (-)	Inclinación del martillo respecto la horizontal en sentido horario (°)				
	-90	-45	0	45	90
10	0	-0,8	-3,2	–	–
20	0	-0,9	-3,4	-6,9	-8,8
30	0	-0,8	-3,1	-6,2	-7,8
40	0	-0,7	-2,7	-5,3	-6,6
50	0	-0,6	-2,2	-4,3	-5,3
60	0	-0,4	-1,7	-3,3	-4,0

Existen varias correlaciones empíricas propuestas para relacionar el valor de rebote R con la resistencia a compresión uniaxial del material rocoso (σ_{ci}) y con el módulo elástico del mismo (E_i) (Cuadros 9.4 y 9.5, respectivamente).

Cuadro 9.4 Diferentes correlaciones de la resistencia a compresión uniaxial del material rocoso σ_{ci} y el rebote R.

Tipo de roca	Ecuación empírica	r^2	Ref.
Diferentes tipos de roca[1]	$\sigma_{ci} = 10^{1,4\times10^{-4}\,\gamma R+3,16}$	0,94	[140]
Diferentes tipos de roca	$\sigma_{ci} = 6,9\times10^{1,348\,\lg(\gamma R)+3,16}$	–	[73]
Diferentes tipos de roca	$\sigma_{ci} = 12,74\,\exp^{0,185\,\gamma R}$	–	[82]
Rocas sedimentarias	$\sigma_{ci} = 2R$	0,72	[394]
Diferentes tipos de roca	$\sigma_{ci} = 0,4R - 3,6$	0,94	[390]
Diferentes tipos de roca	$\sigma_{ci} = 0,994R - 0,383$	0,70	[207]
Diferentes tipos de roca	$\sigma_{ci} = 0,88R + 12,11$	0,87	[181]
Arenisca, limolita, caliza, anhidrita[2]	$\sigma_{ci} = 702R - 11\,040$	0,77	[318]
Esquistos micáceo y verde[3]	$\sigma_{ci} = \exp^{aR+b}$	0,88	[453]
Mármol, limolita, dolomía	$\sigma_{ci} = 4,294R - 67,516$	0,91	[366]
Gabro y basalto	$\sigma_{ci} = 1,31R - 2,52$	0,55	[11]
Mármol	$\sigma_{ci} = 10^{-4}R^{3,2658}$	0,84	[184]
Diferentes tipos de roca	$\sigma_{ci} = 4,5\times10^{-4}\,(R\gamma)^{2,46}$	0,93	[243]
Diferentes tipos de roca	$\sigma_{ci} = 0,792 + 0,067R \pm 0,231$	0,96	[252]
Yeso	$\sigma_{ci} = \exp^{1,146+0,054R}$	0,91	[456]
Yeso	$\sigma_{ci} = \exp^{0,818+0,059R}$	0,98	[456]
Rocas volcánicas	$\sigma_{ci} = 2,75R - 36,83$	0,95	[142]
Rocas volcánicas	$\sigma_{ci} = 104,3\,\ln R + 308,6$	0,94	[142]
Rocas volcánicas	$\sigma_{ci} = 13,02\,\exp^{0,0414R}$	0,92	[142]
Diferentes tipos de roca[4]	$\sigma_{ci} = 2,4736\,\exp^{0,0691R}$	0,88	[102]

Notas: [1]: γ en pcf y σ_{ci} en psi; [2]: σ_{ci} en psi; [3]: a y b varían según tipo de roca; [4]: El valor de R es para martillo tipo L ensayado en posición vertical y que apunta hacia abajo.

Debido al principio físico con el que trabaja el martillo Schmidt, se cree que el valor de rebote R se correlaciona bien con el coeficiente de restitución de la roca. Sin embargo, no se tiene conocimiento de investigaciones que haya encontrado dicha correlación con buenos resultados (e.g. [357]).

Hace poco tiempo salió al mercado un martillo Schmidt denominado *Martillo Schmidt Plata* (*Silver Schmidt Hammer*). Este equipo pesa menos que los martillos clásicos (i.e. $\approx$ 600 g), las lecturas se presentan en pantalla digital, pueden almacenarse para una posterior descarga, son ya corregidas por inclinación del martillo, y sus correlaciones con la resistencia a compresión uniaxial se dan en varias unidades (e.g. kg cm^{-2}, N mm^{-2}, psi). En esta versión moderna del martillo se diferencian también dos tipos de martillo según la energía de impacto: el tipo BN para la energía equivalente a la versión N estándar y el tipo BL para el correspondiente L de la versión clásica.

Cuadro 9.5 Diferentes correlaciones del módulo de Young del material rocoso E_i y el rebote R.

Tipo de roca	Ecuación empírica	r	Ref.
Diferentes tipos de roca[1]	$E_i = 6{,}95\,\gamma^2 R - 1{,}14 \times 10^6$	0,88	[140]
Diferentes tipos de roca[1]	$E_i = 6{,}9 \times 10^{1{,}061\,\lg(\gamma R)+1{,}86}$	–	[73]
Diferentes tipos de roca	$E_i = 192(N\gamma^2)\,12\,710$	–	[82]
Serpentinita, gabro, lodolita[2]	$E_i = \exp^{cR+d}$	0,96	[453]
Mármol, caliza, dolomía	$E_i = 1{,}940\,R - 33{,}92$	0,77	[366]
Diferentes tipos de roca	$E_i = -8{,}967 + 3{,}091\,\ln R$	0,99	[252]
Yeso	$E_i = \exp^{1{,}146+0{,}054\,R}$	0,91	[456]
Basalto, Andesita, Tufa	$E_i = 0{,}47\,R - 6{,}25$	0,85	[142]

Notas: [1)]: γ en pcf y E_i en pci; [2)]: c y d varían según tipo de roca.

9.4. Ensayos de propagación de ondas

Aunque muchos de los parámetros de propagación de diversas ondas que se transmiten en el macizo rocoso son el fundamento de los métodos indirectos y no destructivos de todo programa de exploración, en muchos casos es necesario conocer las propiedades de propagación del mismo; por ejemplo: ondas de vibración por la acción de voladuras y por el funcionamiento de maquinas, ondas de sonido por el paso de un tren de alta velocidad dentro de un túnel, u ondas sísmicas.
En todo caso, para conocer estas propiedades del macizo rocoso los resultados de las pruebas no-destructivas se interpretan de forma directa (Vea el Capítulo 5 para mayores detalles sobre alguno de estos métodos).

9.5. Ensayos de penetración

No es posible penetrar de forma estática o dinámica un macizo rocoso, como se lograría en la mayoría de los materiales no-consolidados. Sin embargo, los métodos de exploración en sitio y de penetración usados en la geotecnia del suelo (e.g. ensayo de veleta de campo, penetración dinámica estándar (SPT), penetración dinámica de cono y penetración estática de cono) deben estar listos para describir una zona de falla o saprolitos desde el punto de vista mecánico. Para el caso de zonas de falla, conocer con antecedencia la orientación y el tipo de material del medio será de gran ayuda para definir el tipo de ensayo de penetración a realizar y de este modo poder cuidar las herramientas y equipos.
En material no-consolidado que contienen un gran porcentaje de grava y aquellos que contienen bolones y pedregones de rocas en una matriz de suelo o saprolito, y que crean problemas para la mayoría de los métodos de exploración en rocas blandas o suelo, se recomienda desarrollar el Ensayo de Penetración de Becker (BPT). Éste es uno de los ensayos de pe-

netración más robustos para posibilitar la exploración de materiales en zonas de falla y saprolitos, por lo que se recomienda al menos tener éste método considerado dentro de una campaña de ensayos de campo en macizos rocosos.

9.6. Ensayos de deformación

La capacidad que tiene un macizo rocoso a deformarse depende de su tipo y su estado de esfuerzos naturales; ambos dentro del volumen que se investiga. Esta situación hace que esta capacidad sea variable en cada sector.
Los ensayos de deformación tienen el principal objetivo de estimar las propiedades de deformación del macizo rocoso. La deformabilidad del macizo rocoso obtenido por ensayos de deformación depende también de: las condiciones de contorno que se tienen planteadas en el diseño del ensayo; la forma de preparación de la zona de ensayo; la precisión de los instrumentos; y la alteración causada al macizo antes de ensayo. Todo esto resulta que cualquier parámetro de deformación determinado por un método distinto tiende a ser diferente.

9.6.1. Ensayo de gato plano

El ensayo de gato plano (*flat-jack*) es un ensayo donde placas de forma plana y huecas por dentro (que forman una especie de bolsa) se insertan en una ranura cortada perpendicular a la superficie expuesta del macizo rocoso. Su principal objetivo es estimar los parámetros de deformación del macizo rocoso según un supuesto y asumido comportamiento elástico lineal. La principal ventaja del ensayo es que puede cargar un considerable volumen del macizo rocoso y su relativo bajo costo de equipos.
Existen tres formas de gatos para este ensayo: cuadrado; rectangular con un extremo de segmento circular; y otro de un segmento circular. El primero se denomina como *almohada plana*, el segundo es una mejora del primero y resulta ser el *gato plano grande* (LFJ: *Large Flat Jack*) y el tercero es el que se denomina *gato plano pequeño* (SFJ: *Small Flat Jack*). La Figura 9.3 muestra el esquema de un gato plano pequeño de la Interfels [92]. Otros tres gatos planos pequeños fueron diseñados por el LNEC, que consisten de segmentos circulares de radio de 0,12 m con flechas de 0,105 m, 0,17 m y 0,24 m.
El material de cualquier gato plano es una lámina de acero estándar. Dos láminas de formas idénticas se sueldan en todo el contorno de una barra plana para formar una cavidad interna. En la cavidad se introduce el aceite hidráulico para admitir una presión máxima segura de 35 MPa, sin embargo otros autores comentan que se llegó a presiones de hasta 70 MPa para este ensayo.

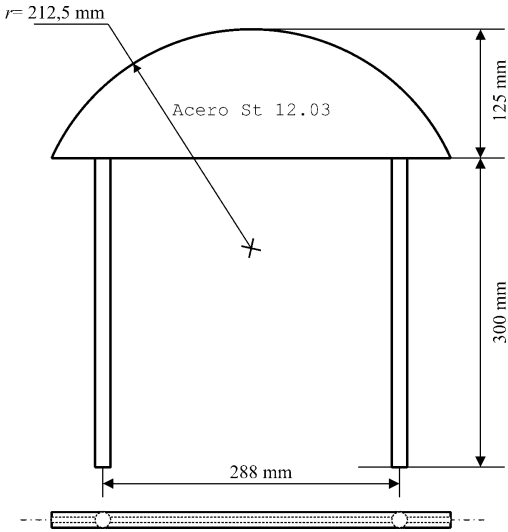


Figura 9.3 Esquema del gato plano pequeño semi-circular propuesto por Interfels [231].

El procedimiento de ensayo tiene cuatro fases:

- instalación de los anclajes de referencia;
- cortado de la ranura a través de un disco de corte diamantado;
- inserción del gato plano en la ranura;
- presurización del instrumento hasta que se restablezca la deformación previo al corte de la ranura.

En primera instancia se definen la ubicación de las ranuras y los respectivos anclajes de referencia en una de las paredes del nicho de ensayo. Los anclajes se ubican: dos en una misma fila en la parte superior y otros dos en la inferior del plano del gato hidráulico. La distancia entre los dos anclajes en un plano perpendicular al plano del gato y paralelo a la traza que forma la hendidura con el macizo rocoso tiene que ser de 200 mm, y la distancia entre los anclajes perpendicular a esta traza de 150 mm. Para obtener mejor exactitud en la ubicación de las perforaciones para los anclajes respecto a la ranura, se puede usar una plantilla.
Se perfora en el macizo rocoso para insertar los cuatro anclajes, donde su adhesión se hace a través del uso de resina epóxica. Con la resina epóxica seca y los anclajes inmovilizados se miden las distancias relativas entre ellos para que sean las lectura iniciales. Esto se logra a través de un deformímetro de dial o electrónico (e.g. un deformímetro de sensor LVDT [*Linear Variable Differential Transformer*], o de sensor VW [*Vibrating Wire*]). Las lecturas que se hacen son seis: dos paralelas y dos perpendiculares a la traza de la hendidura y dos diagonales entre éstos.

El equipo cortador de disco se instala de tal forma de obtener la ranura en la orientación deseada y perpendicular a la cara excavada. Para cortar dicha ranura en la roca puede emplearse un disco de diámetro un poco mayor que el ancho del gato (e.g. entre 425 mm a 500 mm) y espesor de 5 mm. La ranura también puede ser hecha a través de la perforación a corte de consecutivos hoyos uno al lado de otro, que se cortan secantes entre ellos y el empleo también una plantilla como guía.
Luego de haberse limpiado la ranura se procede a la inserción del gato plano dentro de la ranura. La hendidura deformada debe permitir que se introduzca el gato plano, pero sin dejar más de 0,5 mm de holgura a cada lado. Ya con el gato plano dentro de la hendidura se inyecta cemento o resina para garantizar total adhesión y contacto del gato plano con el macizo rocoso.
Con el gato instalado, se instalan entre los anclajes deformímetros para el registro simultáneo de deformaciones, los cuales pueden ser como mínimo dos (uno en dirección paralela y otro en dirección perpendicular al plano del gato plano) y como máximo seis (dos paralelos y dos perpendiculares al plano del gato y dos diagonales entre éstos).
Una vez se tenga la resina o cemento curado se hace circular aceite en todo el gato de modo de quitar el aire dentro del mismo, se cierra la llave y se aplica la presión dentro del mismo hasta obtener las lecturas iniciales de las distancias entre los anclajes.
El esfuerzo aplicado al gato para llegar a la deformación inicial es equivalente a la presión del aceite hidráulico dentro del mismo y se mide a través de transductores de presión instalados en el sistema hidráulico. El esfuerzo normal perpendicular a la cara del gato plano σ_{n} se calcula a través de la Ecuación 9.4, donde: p es la presión hidráulica del gato cuando se tiene re-establecida la deformación del macizo rocoso, K_{m} es un factor de forma del gato plano dada por el fabricante, y K_{a} es la relación del área del gato plano con el área de la hendidura.

$$\sigma_{\mathrm{n}} = p\, K_{\mathrm{m}}\, K_{\mathrm{a}} \tag{9.4}$$

La presencia de la nueva hendidura genera la liberación del esfuerzo normal al plano del gato, que produce la parcial convergencia de la misma; valor que se cuantifica con la anterior relación. Las lecturas del cambio de las distancias de los anclajes posibilitarán la estimación del módulo elástico y la relación de Poisson del macizo rocoso, si se asume que éste se comporta como un cuerpo elástico.
No existe una expresión analítica cerrada para obtener los dos parámetros elásticos del macizo rocoso con el uso de gatos planos pequeños (de forma de un segmento), debido a que es una solución tridimensional. Por lo cuál deberá resolverse por métodos numéricos y por análisis inverso.
En la literatura se propone una solución analítica cerrada para el caso de gatos planos rectangulares [238], donde se considera la deformación elástica bi-dimensional de una cavidad de sección elíptica (Ecuación 9.5). La variable c es el semi-lado del lado del gato plano rectangular que es paralelo a la traza de la ranura, y la variable y es la distancia media entre

la fila de anclajes superior y la correspondiente reflejada en la fila inferior a la traza de la ranura.

$$2\Delta\nu_m = \frac{2c\sigma_n}{E_m}\left\{(1-\nu_m)\left[\sqrt{1+\left(\frac{y}{c}\right)^2}-\frac{y}{c}\right]+\frac{1+\nu_m}{\sqrt{1+\left(\frac{y}{c}\right)^2}}\right\} \tag{9.5}$$

Para el uso de esta ecuación, además de la salvedad de la forma del instrumento, es necesario colocar mayor número de filas de anclajes a cada lado de la traza de la ranura (i.e. mínimo dos a cada lado), para tener más de dos valores de y y así poder estimar las dos variables buscadas (i.e. E_m y ν_m).

El uso de gatos planos rectangulares tiene sus dificultades en la operación y seguridad de los mismos, debido a que concentran esfuerzos en sus vértices que hacen estallar la membrana cuando se aplica la presión dentro del mismo. Los vértices más alejados son los más susceptibles a falla, por esta razón se diseñó un gato plano rectangular y de longitud prolongada para admitir en ese extremo un segmento circular; que resulta ser el gato plano grande. Por esta razón, la expresión de la Ecuación 9.5 se puede emplear, con cierto error, para estimar los parámetros elásticos del macizo rocoso ensayados con gatos planos grandes. El equipo para hacer la ranura para los gatos planos grandes es otro que posibilita introducir toda la sierra circular dentro del macizo rocoso (Figura 9.4).

Figura 9.4 Sierra para hacer las ranuras en el macizo rocoso para que quepan los gatos planos grandes.

9.6.2. Carga diametral

El ensayo de *carga diametral* uniaxial en una galería circular, de 2 m a 2,5 m de diámetro y longitud de más de cinco veces su diámetro, somete una fuerza bi-direccional al macizo rocoso en una dirección diametral.

Durante el ensayo, se carga y descarga en forma controlada dos superficies opuestas de la galería. Las cargas se aplican a través de largos y robustos gatos hidráulicos que reaccionan contra dos apoyos opuestos trabajados en concreto. La respuesta deformacional del macizo rocoso por el proceso se mide a través de extensómetros de posición múltiple (MPBX: *Multile Point Borehole Extensometer*) instalados en la misma orientación diametral (Figura 9.5a).

El ensayo aplica la fuerza al macizo en cualquier inclinación, sin embargo el más común es aquel con carga vertical, ensayo que se conoce con el nombre de *ensayo de gateo de placa* (PJT: *Plate Jacking Test*) (Figura 9.5b). En este ensayo, se diferencian dos versiones de acuerdo al diámetro de la placa que transmite la carga. Si la placa tiene un diámetro de 1,6 m se denomina PJT de carga uniforme (i.e. *uniform pressure test*), y si el diámetro de la placa es del orden de los 0,3 m se denomina PJT de carga de punta (i.e. *punch test*) [325]. También se usaron placas intermedias, por ejemplo de 0,8 m de diámetro [382].

Una versión desmejorada de éste caso particular resulta en el conocido ensayo de carga de placa (PLT; *Plate Loading Test*), similar al ensayo que se usa en la geotecnia de suelos (Figura 9.5c). En este caso no se miden las deformaciones dentro del macizo rocoso, per sí se miden los desplazamientos de los puntos de contacto del gato hidráulico con el macizo donde se aplica la carga.

Si bien el método original exige que el ensayo de carga diametral se ejecute en galerías de sección circular, esto por tener solución analítica cerrada con mínimo dos medidas de desplazamientos en el contorno para el caso elástico lineal isótropo, hoy en día se puede hacer en galerías de cualquier sección, donde las interpretaciones se hacen por métodos numéricos y donde es necesaria una mayor cantidad de extensómetros de posición múltiple dentro del macizo y medidas del desplazamiento en el contorno de la cavidad (Figura 9.5d).

9.6.3. Carga por presión en cámara

El ensayo de *carga por presión de cámara* se hace en cavidades subterráneas, de preferencia de sección circular, donde la cavidad se forra con una membrana impermeable y su entrada se sella de modo de someter un tramo de la galería a una determinada presión hidráulica. Al igual del caso del ensayo de carga de placa diametral, se usan deformímetros diametrales para registrar los cambios de la forma de la cavidad, a medida que la presión de carga se incrementa. El ensayo también se desarrolla a varios ciclos de carga y descarga.

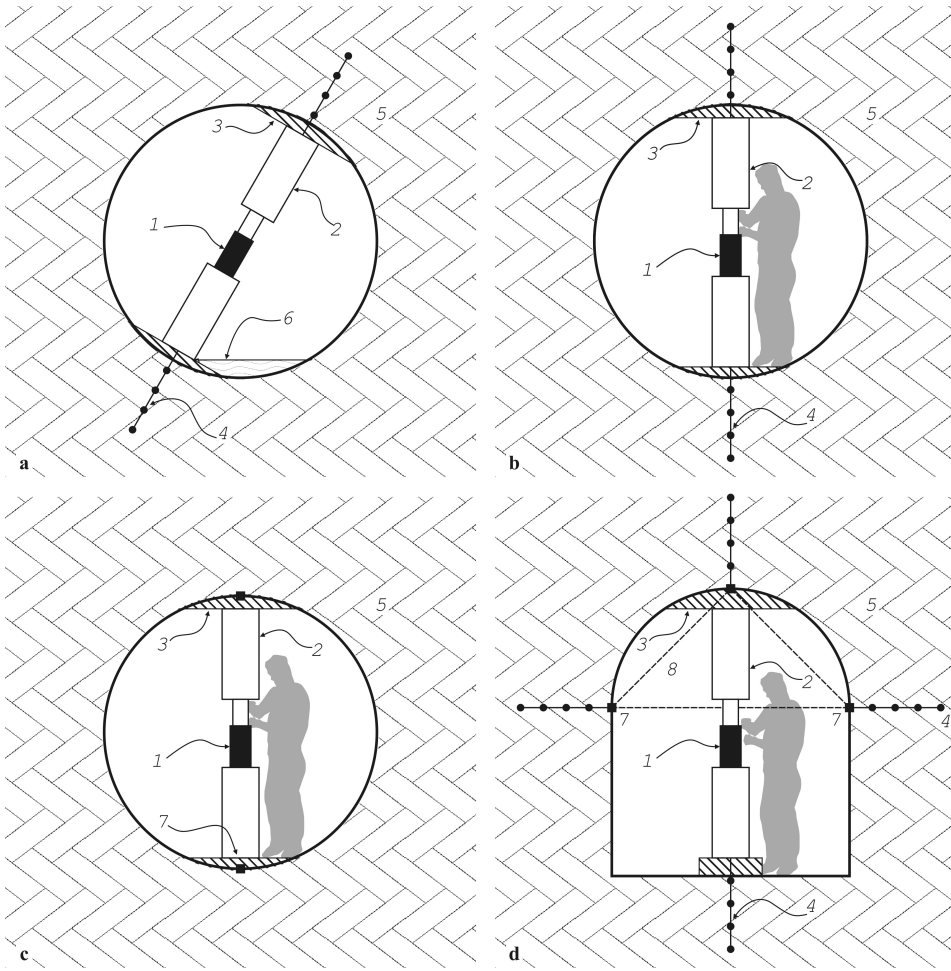


Figura 9.5 Ensayo de deformación con carga diametral. **a** Caso general, *1* gato hidráulico, *2* cilindro sólido de transmisión, *3* apoyo de concreto, *4* extensómetro de posición múltiple, *5* macizo rocoso, *6* piso falso de material granular; **b** PJT; **c** PLT, *7* objetivo de medida de convergencia; **d** caso para sección cualquiera, *8* línea de la malla de medidas de convergencia.

9.6.4. Carga multi-diametral

El ensayo de *carga multi-diametral* es una versión híbrida de los dos anteriores ensayos, donde la presión se aplica a través de una serie de gatos uniaxiales colocados a varios diámetros distribuidos de forma uniforme en toda la circunferencia de la cavidad. Una

variación adicional a este método es que, en vez de usar gatos diametrales, se colocan una serie de gatos planos ubicados entre un anillo rígido de acero concéntrico y las paredes de la cavidad, a lo largo de todo su perímetro.

9.6.5. Ensayo de relajación de cavidad

Los ensayos de relajación de cavidades involucra la medida de las deformaciones de las paredes de la misma causadas por la redistribución de los esfuerzos durante su excavación. En algunos textos se conoce a este ensayo como *ensayo de relajación de túnel* (*tunnel relaxation*) como un caso especial. A excepción de algunas cavidades de sección transversal circular o sección elíptica, se necesitará de modelación numérica (e.g. métodos de elementos finitos o elementos de contorno) para estimar los parámetros de deformación del macizo rocoso.

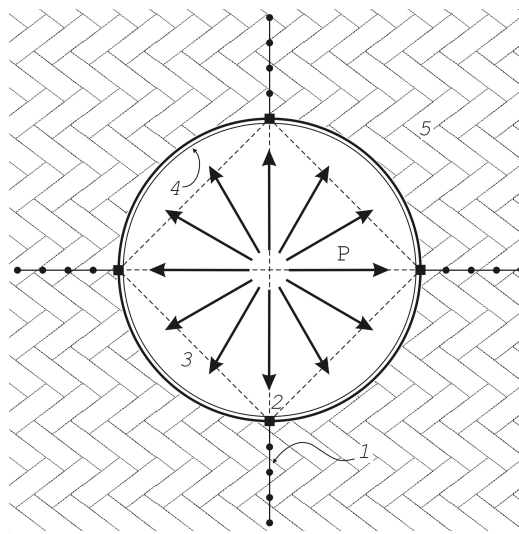


Figura 9.6 Ensayo de deformación por presión de cámara, P presión en la cámara, *1* extensómetro de posición múltiple, *2* objetivo de medida de convergencia, *3* línea de la malla de medidas de convergencia, *4* membrana impermeable, *5* macizo rocoso.

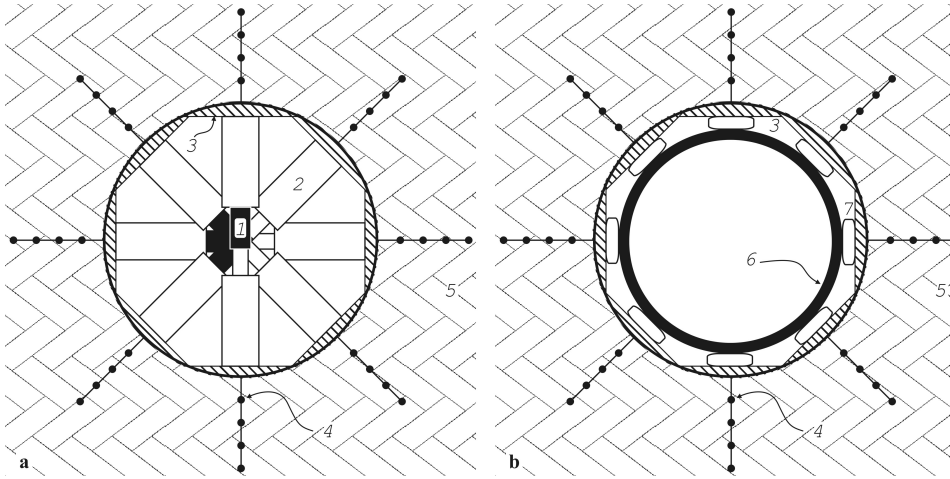


Figura 9.7 Ensayo de deformación por carga multi-diametral. **a** Por medio de gatos hidráulicos cilíndricos, *1* gato hidráulico, *2* cilindro sólido de transmisión, *3* apoyo de concreto, *4* extensómetro de posición múltiple, *5* macizo rocoso; **b** por medio de gatos hidráulicos planos, *6* anillo de reacción rígido, *7* gato plano.

9.7. Ensayos de resistencia en macizo rocoso

Estos ensayos se limitan la mayoría de las veces a macizos rocosos de bajas resistencias a compresión porque se necesita de mucha energía para deformar y fallar un determinado volumen de macizo rocoso. Los resultados que se obtienen de estos ensayos pueden sólo interpretarse como representativos de la resistencia cuando éstos están asociados a un método de clasificación del macizo rocoso

9.7.1. Carga a compresión uniaxial

Los ensayos de carga de compresión uniaxial denominados también compresión uniaxial en sitio se han hecho en una cantidad pequeña de cuerpos de prueba, tal limitación se debió a la dificultad de hacer los ensayos en grandes magnitudes además que necesita de grandes equipos. Sin embargo, los resultados realizados hasta ahora han dado ecuaciones empíricas experimentales que son hoy en día muy usados en el diseño seguro de pilares de minas subterráneas (i.e. pilares de minas de carbón) [83, 434].
En la actualidad se acostumbra a instrumentar un pilar de mina para constituirse en un ensayo a resistencia a compresión uniaxial a largo plazo.

9.7.2. Carga a compresión triaxial

Se puede afirmar que la realización de ensayos de compresión triaxial en sitio es pasible a ser inviable por implicar montajes muy complicados y demorados. Los ensayos triaxiales en el macizo rocoso son escasos. Uno de esos ensayos se reporta en Gilg [183] donde se hizo una prueba triaxial en sitio en una muestra de 0,7 m de diámetro, la Figura 9.8 muestra la máquina empleada para tal fin.

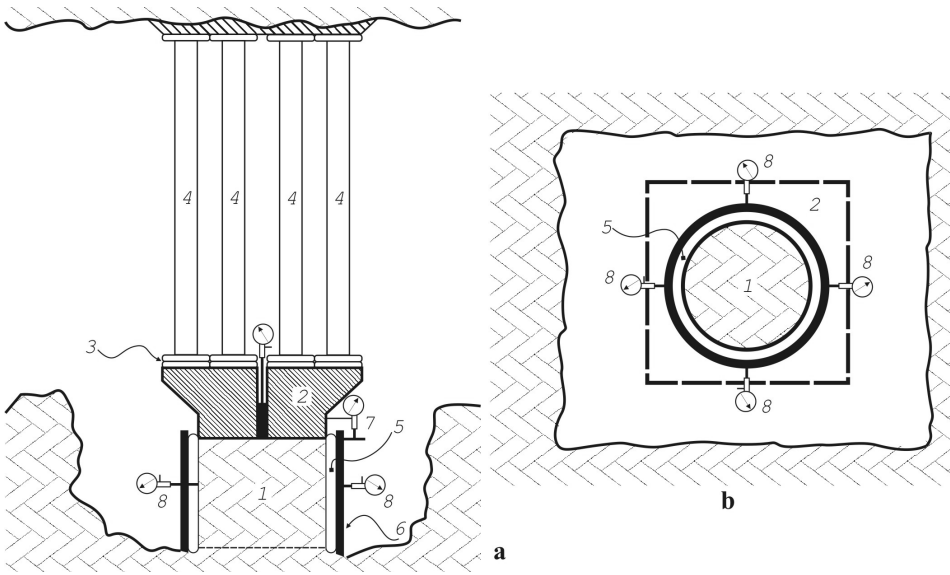


Figura 9.8 Equipo para ensayo de compresión triaxial en sitio [183]. **a** Vista en corte vertical; **b** Vista en planta: *1* Cuerpo de prueba, *2* bloque de concreto, *3* cojinete para la presión vertical, *4* cilindros hidráulicos, *5* cámara para el esfuerzo lateral, *6* caja metálica de reacción, *7* medidor de deformaciones verticales, *8* medidores de deformaciones horizontales.

9.8. Ensayos de resistencia en discontinuidades

9.8.1. Corte directo in-situ

La determinación de la resistencia a corte de las discontinuidades es de gran importancia para ciertas obras dentro de la ingeniería de rocas, donde las discontinuidades persistentes son el principal objeto de estudio. Un caso común es la determinación de la resistencia a corte de discontinuidades localizadas en el macizo rocoso debajo de las fundaciones de las presas, donde en el pasado se abordaba a través de ensayos de corte directo en sitio. Hoy en día, se está dejando de lado la práctica de hacer ensayos de este tipo, y se confía más a los resultados de modelos numéricos, muchas veces mal validados o sin ninguna validación.
El Cuadro 9.6 muestra algunas características de los equipos y tipos de muestra usados por varios autores para realizar el ensayo de corte directo en sitio, y la Figura 9.9 muestra un equipo armado listo para el ensayo.

Preparación de la muestra

La muestra se prepara en el macizo rocoso dentro de la galería de exploración. La sección de la muestra puede ser de forma circular o cuadrada, no obstante la muestra cuadrada es más fácil de tallarla, ya que se cortan las cuatro caras verticales y se pule la cara superior. En el caso de la muestra circular la ventaja es que no se genera concentración de esfuerzos en los vértices de la muestra, pero sus desventajas son la complejidad en la preparación, la exactitud en formar un cilindro recto y la adaptación de la tapa del equipo de ensayo.

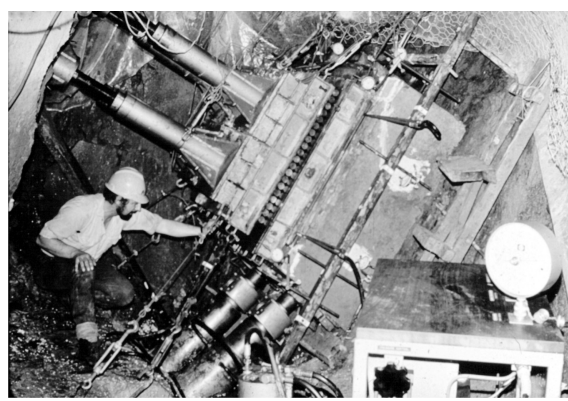


Figura 9.9 Montaje de un ensayo de corte directo *in-situ* en un bloque de macizo rocoso de 1 m $\times$ 1 m de sección en Grecia [167].

Cuadro 9.6 Varios equipos para el ensayo corte directo en sitio.

Fuerza en MN		Superficie Corte		Esf. máximo en MPa		Aplicación		Medida		
N	T	A en m^2	L en m	σ_n	τ	N	T	N	T	Ref.
1	2	0,25	0,50	4	8	GHB	GHB	DM	MP	
1	2	0,50	0,7	2	4	GHB	GHB	DM	MP	
2	3	0,25	0,5	8	12	GHB	GHB	DM	MP	
2	3	0,50	0,7	4	6	GHB	GHB	DM	MP	
2	3	1,00	1,0	2	3	GHB	GHB	DM	MP	
4	4	0,50	0,7	8	8	GHB	GHB	DM	MP	
4	4	1,00	1,0	4	4	GHB	GHB	DM	MP	
2	2	0,50	0,7	4	4	GHP	GHP	DM	DM	[171]
2	4	1,00	1,0	2	4	GHP	GHP	DM	DM	[171]
γh_m	9	30.8	5.5	0.12	0.29	CM	GH	CL	MP	[363]

N: Fuerza normal, T: Fuerza de corte, σ_n: Esfuerzo normal, τ: Esfuerzo de corte; GHP: Gato Hidráulico Plano, GHB: Gato Hidráulico Cilíndrico con bomba manual, CM: Carga muerta por el peso propio de la muestra, MP: Manómetro de precisión, DM: Dinamómetro, CL: Cálculo de la carga muerta, γ: Peso Unitario de la muestra, h_m: Altura de la muestra.

El área de contacto de la muestra con el piso de la galería de exploración formará la superficie de corte a ser ensayada. El tamaño de la sección cuadrada o circular de la discontinuidad es limitada por las capacidades de carga de los gatos hidráulicos empleados para aplicar las fuerzas normales y de corte. Los ensayos de corte en sitio involucran superficies de 0,5 m^2 a 1,0 m^2, no obstante en algunas pruebas experimentales se han practicado ensayos en muestras con secciones de 3,0 m^2.

El primer paso para el preparado de la muestra es seleccionar la discontinuidad que será representativa para el objeto estudiado, así como que sea coherente con la ubicación de la sección dentro de la discontinuidad y la superficie del piso de la galería de exploración. Debe tenerse cuidado respecto la orientación de la discontinuidad y la construcción de las paredes de reacción de la fuerza normal como la de corte.

Asimismo, se define la altura de la muestra de modo de garantizar una distribución uniforme en los esfuerzos normales y de corte sobre la misma superficie. Esta altura depende del método en que se aplican las fuerzas, el área de la superficie de corte y la resistencia estimada del material que forma la muestra y su superficie.

La Figura 9.10 muestra un ejemplo del procedimiento para preparar la muestra, que empieza con la excavación de la galería de exploración y el nicho de ensayo. La primera fase de la excavación comprende una sección donde el piso de la misma es la superficie superior de la muestra. Es importante que la excavación de la galería y el nicho genere la menor alteración en el macizo rocoso, lo cual se logra cuando son excavados por medios mecánicos de corte y no a través de explosivos.

Una vez se tenga excavada la primera sección se soporta la superficie superior de la muestra a través de una plancha metálica y anclajes temporales para impedir la relajación o expansión del piso de la galería que forma parte de la muestra. Para trabajar en el tallado de las

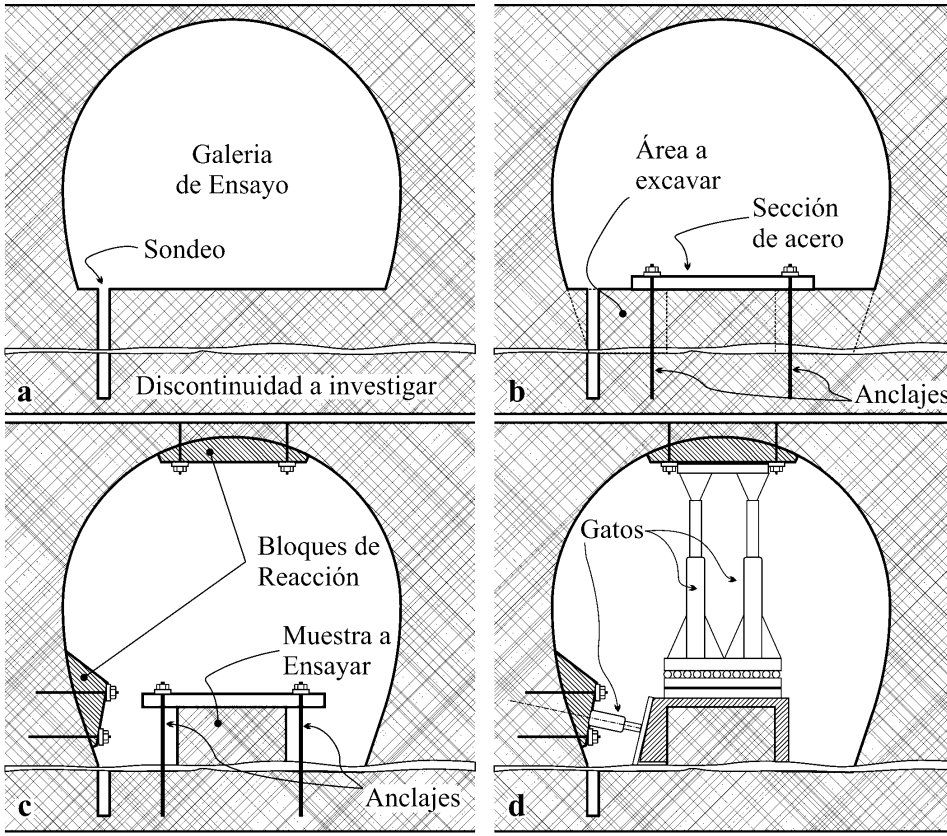


Figura 9.10 Preparación de la muestra para el ensayo de corte directo en sitio. **a** Galería o nicho de exploración; **b** instalación de anclajes que le dan a la muestra cierto confinamiento temporal para evitar su expansión; **c** corte de las paredes laterales de la muestra y construcción de los bloques de reacción; **d** instalación de la tapa del equipo (muestra encapsulada) e instalación de los gatos hidráulicos.

paredes laterales de la muestra, se emplea una perforadora de corte a rotación, donde se perforan filas traslapadas de los hoyos; o caso contrario se emplea cable de rosario con botones de diamante.

Alrededor de todo el contorno de la base de la muestra (en el contacto del piso final con las paredes verticales de la muestra) se corta una hendidura de dos centímetros de profundidad y ocho centímetros de ancho, con el objeto de inducir a que se generen los correctos límites de la muestra en el momento que se inicie el desplazamiento de la misma durante el ensayo. Esta hendidura se puede rellenar con espuma de polietileno para evitar que la discontinuidad motivo de estudio se contamine con el concreto que se vaciará en el momento de encapsularla con este material.

Preparación de las superficies de contacto

Existen dos alternativas de conformar las superficies de contacto de la muestra con los elementos de carga: por encapsulación de la muestra, como planteó Franklin [171], o por contacto simple con placas de metal (Figura 9.11).

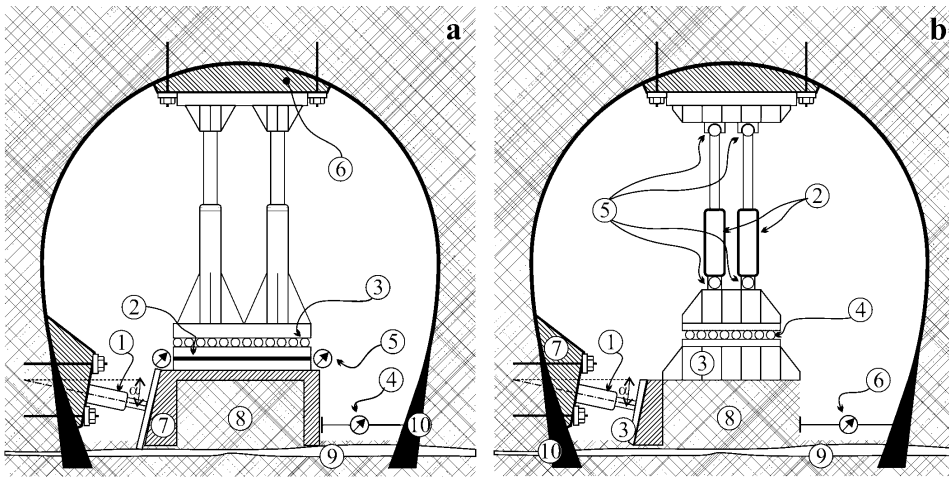


Figura 9.11 Detalles del arreglo de equipos de corte directo en sitio. **a** Tipo 1: *1* Gato hidráulico para fuerza de corte, *2* Gatos planos para fuerza normal, *3* Rótulas, *4* Medidores de desplazamiento de corte, *5* Medidores de desplazamiento normal, *6* Bloque de reacción de concreto, *7* Cápsula de concreto de la muestra, *8* Muestra, *9* Discontinuidad, *10* Soporte (si requiere); **b** Tipo 2: *1* Gato hidráulico para fuerza de corte, *2* Gato hidráulico para fuerza normal, *3* Placas de carga, *4* Rótulas, *5* Junta de esfera, *6* Medidores de desplazamiento de corte, *7* Bloque de concreto, *8* Muestra, *9* Discontinuidad, *10* Soporte (si requiere).

La encapsulación de la muestra consiste en tener diseñada una tapa metálica de dimensiones internas mayores a las de la muestra, al menos 0,1 m mayor en cada dimensión, donde entre la superficie interna de la tapa y la muestra se arma un refuerzo metálico (que puede ser malla electro soldada) y de este modo vaciar concreto.

Dependiendo de la calidad del corte de la muestra respecto al paralelismo y perpendicularidad de cada una de sus caras, así como del tipo de roca (si es competente o no), se puede omitir el vaciado de encapsulación de la muestra y se puede optar por un contacto simple de la muestra a través de placas metálicas. No obstante, tiene que garantizarse el contacto total de la cara de la muestra con las placas metálicas que le ejercerá la fuerza normal y de corte. Esto se logra con el pulido de las caras mediante el uso de polvos finos de silicio o carburo de tungsteno.

Tanto la tapa encapsulada como las placas metálicas proveen la superficie de apoyo de las rótulas de los elementos que aplican las fuerzas. Después de la tapa de encapsulación en su

parte superior, o de la placa metálica de la cara superior de la muestra, se coloca una placa con rodamientos de desplazamiento (*roller bearings*) para permitir el libre desplazamiento de la muestra durante el ensayo. Por encima de esta placa de rodamientos se colocan las rótulas, que serán los puntos de aplicación de las fuerzas normales a través de los gatos hidráulicos o mecánicos. Entre la placa con rodamientos de desplazamiento y las rótulas pueden instalarse dinamómetros (i.e. placas de carga, celda de carga). Para el caso de la carga de corte, se instala la rótula entre la tapa de encapsulación o placa metálica y el dinamómetro. Asimismo, se proveen de rótulas entre los gatos y los bloques de reacción.

Construcción de los bloques de reacción

Los bloques de reacción pueden ser tallados en la misma roca o a través de anclar un bloque prefabricado de concreto reforzado en las paredes de la galería. El bloque de reacción de la fuerza de corte no debe estar ubicado en la esquina de la sección transversal, porque creará una concentración de esfuerzos en ese sitio, que puede influir en el campo de esfuerzos de la muestra ensayada. De este modo, el bloque de reacción se coloca en la pared de la galería a una altura determinada, y se llega hacia la muestra a través de la aplicación de una fuerza inclinada. El ángulo con la horizontal de esta fuerza inclinada puede ser de 5° o 10° pero no más de 20°, ó que sea menor al valor del arco tangente de $2/3$ la fuerza normal sobre la fuerza de corte a falla, para las dimensiones y tipo de muestra ensayada (Ecuación 9.6).

$$\alpha = \arctan\left(\frac{2N}{3T}\right) \tag{9.6}$$

Instalación de gatos hidráulicos

Para ejecutar el ensayo de corte directo en sitio se emplean dos o más gatos hidráulicos o mecánicos, que sean capaces de producir fuerzas normales y de corte suficientes para las dimensiones y tipo de material de la muestra preparada.
Para medir las fuerzas que ejercen los gatos hidráulicos durante el ensayo se emplean manómetros o transductores de presión, que darán la información de la presión en el aceite hidráulico dentro de los cilindros. Si se conocen las dimensiones de los pistones se calcula la fuerza ejercida, con la aplicación de factores de calibración. Si se emplean gatos mecánicos se instalan celdas de carga lo cual posibilitan obtener de forma directa las fuerzas normales y de corte. La ventaja de emplear gatos hidráulicos en vez de los gatos mecánicos, como fuerza normal, es que se garantiza un esfuerzo uniforme en toda la muestra, no obstante la medida de la fuerza aplicada es más exacta cuando se usan celdas de carga, por lo que es común emplear el sistema hidráulico como sistema de aplicación de fuerzas con sus respectivos transductores de presión y en adición las celdas de carga.

La disposición de los gatos (hidráulicos o mecánicos) que ejercen la fuerza de corte tienen que garantizar que la fuerza se transmita al centro de la superficie de corte, con el objeto de evitar que se genere una concentración de esfuerzos de tracción en la base de la muestra adyacente al punto de aplicación de la fuerza. La concentración de esfuerzos en la roca distorsiona los resultados y el valor de la resistencia de corte. Para evitar esta concentración de esfuerzos se recomienda que el ángulo con la horizontal de la carga de corte sea menor a la expresión de la Ecuación 9.6. Debe evitarse la concentración de esfuerzos en aquellas discontinuidades que tengan rellenos cohesivos como las arcillas.

Instalación de instrumentos de medida de desplazamientos

Con el fin de determinar algún efecto de dilatancia y/o alguna inclinación de la superficie de corte, es necesario tener cuatro instrumentos de medida de desplazamientos de suficiente extensión máxima como para medir las deformaciones verticales de la muestra.
Para medir el desplazamiento de la muestra en sentido del corte se instalan dos o más instrumentos de medida de desplazamientos. En adición, es necesario instalar dos o más instrumentos de medida de desplazamientos en la cara adyacente y perpendicular al sentido de corte, para medir un posible giro de la muestra alrededor del eje vertical. La precisión necesaria de los medidores de desplazamientos es de al menos $\pm 0{,}01$ mm.

Instrumentación adicional

Como instrumentación adicional, se pueden instalar deformímetros en las paredes de las muestras con el objeto de identificar comportamiento anómalo de concentración de esfuerzos.

Procedimiento del ensayo

La técnica del ensayo multi-pasos, denominado también ensayo escalonado por formar en el espacio gráfico deformación de corte *versus* esfuerzo de corte una forma de peldaños, se emplea en el ensayo en sitio por economía de tiempo y recursos, debido a que posibilita obtener toda la información con una muestra. No obstante, es sólo recomendable para discontinuidades de comportamiento dúctil, como aquellas con rellenos de suelo; y no es recomendable para discontinuidades de comportamiento frágil, es decir muestras con relleno o venas de cuarzo, feldespato u otro tipo de roca, porque es muy complicado controlar la rotura de la discontinuidad una vez alcanzado el primer pico, a no ser que el equipo de corte directo en el sitio esté dotado con un sistema servo controlado.
También es importante que el equipo de corte directo para estos ensayos sea muy rígido en comparación con el tipo de roca ensayada, debido a que los equipos poco rígidos dan la

impresión de que el comportamiento de la discontinuidad cortada durante el ensayo es de tipo frágil, siendo en la realidad de tipo dúctil.

Cada ensayo consiste de al menos tres incrementos de fuerza normal a valores definidos previos para el ensayo, con sus correspondientes tres cortes hasta el esfuerzo de corte pico. Una vez que se alcanza el último incremento de carga normal se deja cortar la muestra hasta un total desplazamiento post-rotura, para obtener el esfuerzo de corte residual correspondiente a la última fuerza normal. Luego se reduce la fuerza normal hasta el segundo especificado, se obtiene otro esfuerzo cortante residual, y se reduce a la primera fuerza normal, para obtener el último valor de esfuerzo de corte.

Cada fase de carga empieza con la aplicación o el incremento de una fuerza normal en forma lenta hasta el valor predefinido. Una vez alcanzado el valor, se inicia una etapa donde se observa el cambio de la deformación vertical respecto al tiempo, que es a causa de la consolidación del relleno de la discontinuidad y en mucho menos magnitud a causa de la consolidación de la estructura del material rocoso. Esta consolidación se debe al incremento de la presión de intersticios del relleno por la aplicación de la carga normal y su posterior proceso de disipación.

También puede existir cambio de deformaciones verticales en rocas que se estima puedan tener un efecto de fluencia (*creep*). En esta etapa las lecturas se toman con base al tiempo, y ellas terminan cuando se haya observado una estabilización de la deformación vertical, que puede tardar horas hasta días dependiendo del tipo y espesor de relleno de la discontinuidad y del tipo de material rocoso. Este proceso de consolidación puede considerarse completa en la práctica cuando se alcanza una velocidad de asentamiento de $0{,}005\,\mathrm{mm\,min^{-1}}$.

Alcanzada la estabilidad del cambio de deformaciones verticales se puede iniciar el proceso de corte, con una velocidad de $0{,}1\,\mathrm{mm\,min^{-1}}$ a $0{,}5\,\mathrm{mm\,min^{-1}}$. Si se corta con mayor rapidez se puede evitar que las presiones intersticiales no se disipen en la estructura del relleno de la discontinuidad por el efecto del corte, y esto dará lugar a un ensayo en condiciones no drenadas. Esto se controla así, debido a que el fin de este ensayo es garantizar la completa consolidación y la apropiada velocidad de corte, es decir las condiciones de ensayo consolidado y drenado; que en el caso de rocas y discontinuidades es más probable que se cumpla.

El proceso de corte en cada fase se interrumpe poco antes de la falla de la muestra, cuando se observa en la curva deformación de corte *versus* esfuerzos de corte, que se alcanza una meseta y que tiene la tendencia a decrecer.

Para las fases de post rotura, cada corte puede llevarse a cabo con una velocidad de $0{,}2\,\mathrm{mm\,min^{-1}}$ a $1{,}0\,\mathrm{mm\,min^{-1}}$. Durante el ensayo es importante tener un cronómetro para definir el intervalo de cada lectura, la velocidad de corte y medir el tiempo total del ensayo. El máximo desplazamiento recomendado en todo este ensayo (los tres incrementos de esfuerzo normal) es de 10 % a 20 % la dimensión de la muestra en el sentido de corte.

Si bien el número deseado de incrementos por cada ensayo es de tres, éste por lo general no se puede predecir, por lo que es recomendable incluir en el programa de ensayos de corte directo *in-situ* al menos dos series de tres fases a condiciones similares.

Para cada ensayo se muestra la gráfica Esfuerzo de Corte *versus* Deformación de corte (i.e. ρ *vs.* δ); que ayuda a deducir los esfuerzos pico y los residuales. El resultado final de estos ensayos es determinar las envolventes de falla de la discontinuidad ensayada para el estado máximo (pico) y el estado residual. Una ventaja de este ensayo escalonado es que ambas envolventes, pico y residual, se obtienen de una sola muestra, y por lo tanto no se tiene la influencia de posibles in-homogeneidades, como pasaría si se ensaya una muestra por cada punto de falla alcanzado.
Después del ensayo, se desmonta el equipo, se expone la superficie de corte fallada y se observa cuál fue el daño de la superficie de corte y cuál es el tipo de material de relleno.

Procesamiento de datos

Las lecturas de la deformación normal a la muestra, obtenidas en la fase previa al corte se grafica respecto al tiempo, para todos los incrementos de fuerza normal.
El esfuerzo normal (σ_n) y de corte (τ) que actúa en la superficie de la discontinuidad, se determina a partir de las fuerzas normales (N) y de corte (T), respectivamente; mediante las expresiones de las Ecuaciones 9.7, donde α es el ángulo respecto la horizontal de la fuerza de corte y A es el área de corte corregida para cada lectura, que disminuye a medida que el desplazamiento es mayor.

$$\sigma_n = \frac{N + T \sin\alpha}{A} \tag{9.7a}$$

$$\tau = \frac{T \cos\alpha}{A} \tag{9.7b}$$

9.9. Ensayos en hoyos de perforación

Los ensayos en hoyos de perforación aquí nombrados corresponden a los ensayos presiométricos y los ensayos dilatométricos, que si bien son similares, presentan importantes diferencias en su ejecución e interpretación.

9.9.1. Ensayos presiométricos

El ensayo del presiómetro (PMT: *Pressuremeter Test*) expande una membrana flexible localizada dentro de una cavidad circular pre-perforada de macizo rocoso a la acción de la presión de un fluido incompresible. Esta acción causa la deformación de la pared de roca. La membrana expansible se encuentra dentro de un tubo, que se denomina sonda.

Durante la expansión, se registra la presión dentro de la membrana y el volumen inyectado para incrementarla y producir la expansión de la cavidad, ambos relacionados respectivamente con el esfuerzo radial aplicado al macizo rocoso y con la deformación radial del contorno de la cavidad.
Debido a que la la membrana tiene una determinada rigidez y el fluido no es incompresible, además de la influencia de otras rigideces por la presencia de escudos protectores de la membrana y por la deformabilidad de los dúctos hidráulicos, las relaciones entre presión *versus* esfuerzo radial, y variación de volumen *versus* deformación radial no son directas ni lineales. Por consiguiente, es necesario obtener curvas de calibración para cada sonda.
Las sondas diseñadas para trabajar según el principio de los presurímetros de tipo Menard (MPM: *Menard Pressuremeter*) pueden ser empleadas en macizos rocosos débiles, suaves y deformables.
Para el ensayo en macizos rocosos fuertes, rígidos y poco deformables, las sondas difieren de las de rocas débiles, suaves y deformables; en especial en la forma de aplicar la presión dentro de la celda. En 'estas se requieren de uno o más intensificadores de presión en su interior, y el cambio de volumen se relaciona con el movimiento de eje del pistón del intensificador, que se mide a través de un transductor de desplazamientos (e.g. transductor de desplazamiento lineal variable, LVDT).
Asimismo, se necesitan dúctos capaces de soportar presiones del orden de los 30 MPa y como medio hidráulico se emplea aceite hidráulico, en vez de agua.
También, si el diseño de la sonda mantiene la configuración de membrana de expansión, ésta tiene que ser más resistente. Ella será de un material y espesor tal que pueda soportar una diferencia de presiones en su interior con el exterior de hasta 3 MPa, dentro del rango elástico con altas deformaciones. Por esta razón la membrana y sus sistema de escudos es una de las partes más críticas en estos presiómetros. Existe otro modelo de presiómetro, donde la deformación radial se relaciona con las deformaciones de deformímetros diametrales instalados en la sección transversal del instrumento en el tramo de expansión, lo cual robustece aún más la sonda para las condiciones de macizos rocosos de esta naturaleza.
Las sondas comunes tienen la celda de expansión cilíndrica con diámetros que varías de 58 mm a 75 mm, con una relación longitud diámetro de seis.
En forma general el equipo para el ensayo consiste de un equipo de aplicación de presión (encargado de suministrar presión a la celda de expansión de la sonda), la sonda presiométrica (que contiene los elementos para deformar la celda en forma radial en el tramo de prueba, como: la membrana flexible, los escudos externos de protección y en algunos modelos las celdas de guarda), una unidad de control (que controla la magnitud y la tasa de aplicación de presiones, y mide el volumen de expansión de la celda o la deformación radial/circunferencial de la misma), y la sarta de barras (que sostienen el equipo en forma vertical en el nivel de ensayo y se encarga de conectar los dúctos de presión, energía eléctrica y flujo de datos).
El procedimiento del ensayo presiométrico aplicado a macizos rocosos no está estandarizado en ninguna norma, sin embargo pueden usarse como guía los procedimientos de ensayo y la gran experiencia obtenida en la mecánica de suelos [53].

En este ensayo se asumen condiciones isotrópicas del macizo rocoso así como un campo de esfuerzos naturales homogéneo en el sentido horizontal (i.e. dos de los esfuerzos principales son horizontales y éstos son iguales [$\sigma_H = \sigma_h$]), lo que limita a la técnica a que se emplee para determinaciones a pocos metros debajo de la superficie del terreno y no dentro de obras subterráneas donde el tensor de esfuerzos puede estar rotado y con valores diferentes para cada esfuerzo principal. Esta condición exige también que el presiómetro sea colocado siempre vertical.

Los valores que se obtienen con el ensayo presiométrico con cavidad pre-perforada son el módulo presiométrico (E_M) relacionado con el módulo de Young del medio ensayado, y la presión límite (P_L) relacionada con la resistencia mecánica del medio.

Se intentaron plantear correlaciones empíricas del módulo presiométrico con índices del macizo rocoso. Por ejemplo, se propuso una correlación con el *Rmr* a partir de 196 resultados de ensayos MPT en diversos macizos rocosos coreanos (en su mayoría resistentes) como Granitos, Neises, Neises graníticos, Andesitas y Tufas. Sin embargo el coeficiente de correlación (R^2) obtenido fue bajo, con un valor igual a 0,36 [116] (Ecuación 9.8).

$$E_M = 0{,}3228\, \mathrm{e}^{0{,}0485\, Rmr};\ \{E_M\}_{GPa} \tag{9.8}$$

Otros autores observaron que no existe ninguna correlación aceptable entre el E_M y el *Rmr* [153]. Para el caso de macizos rocosos poco resistentes y meteorizados, y en particular para la Grauvaca en Ankara Turkía (i.e. Grauvaca Dikmen), se encontraron correlaciones del *Rmr* y el *Gsi* con el módulo presiométrico E_M [392]. Se propusieron dos ecuaciones empíricas: 9.9 y 9.10, en función del *Rmr* y *Gsi* respectivamente. Los coeficientes de correlación (R^2) obtenidos para las ecuaciones fueron respectivamente de 0,94 y 0,97.

$$E_M = 6{,}7\, Rmr - 103{,}006;\ (para\ Rmr > 27)\ \{E_M\}_{MPa} \tag{9.9}$$

$$E_M = 5{,}47\, Gsi;\ \{E_M\}_{MPa} \tag{9.10}$$

La Figura 9.12 muestra los datos de E_M y *Rmr* de varias rocas reportadas en las publicaciones [153], [392] y [116]. Puede observarse que no existe una correlación clara entre estos dos valores, y que cualquier intento de encontrar alguna correlación daría una respuesta incorrecta. La línea de de trazo continuo muestra la ecuación empírica (Ecuación 9.8), donde se ratifica la baja correlación y la cautela que uno deberá tener en su uso. Línea de trazo segmentado de la misma figura muestra la ecuación 9.9. Se concluye que esta ecuación empírica sólo se recomienda usar para tipos de macizos rocosos semejantes al macizo rocoso usado por los propios autores que la propusieron.

Una posterior y amplia mejora en los ensayos presiométricos fue la implementación de sondas capaces de perforar la cavidad a medida que se penetra la sonda. Esto posibilita que la cavidad no sufra grandes deformaciones ni altos cambios de esfuerzos después de la perforación, poco antes de la instalación del presiómetro. Debido a que la técnica y

el equipo difieren del descrito arriba, éste nuevo modo de ensayo se denomina *ensayo presiométrico auto-perforante* (SBPM: *self boring pressuremeter test*).
En sentido estricto, en este ensayo no se obtiene ningún parámetro en particular del macizo rocoso, pero sí se obtiene sólo la relación entre la aplicación de la presión en la cavidad con la expansión en el contorno de la misma. Sin embargo, debido a que se logra poca alteración del medio y debido a que el ensayo somete al macizo rocoso a una trayectoria de esfuerzos y condiciones de contorno conocidas; a partir de estas medidas existe una enorme potencialidad de determinar los parámetros básicos del macizo rocoso, si se escoge el modelo constitutivo más apropiado para representarlo. Por ejemplo, esta técnica es muy útil para determinar los parámetros elásticos o elasto-plásticos de un macizo rocoso. Si se asume un modelo de expansión de cavidad según la teoría de la elasticidad, los cambios de la presión y de volumen medidos en el equipo se relacionan con el módulo de deformación elástico o con el módulo de deformación cortante.
También se pueden encontrar los parámetros de resistencia si en adición a lo considerado arriba, se asume un modelo de expansión de cavidad según la teoría de la plasticidad para generar un modelo elasto-plástico.
El principal valor obtenido a partir de este ensayo es el coeficiente *in-situ* de presiones en reposo del medio (i.e. relación de los esfuerzos naturales horizontales con el esfuerzo vertical, K_0), ya que obtiene el esfuerzo horizontal inicial del medio, situación que no era de fácil y exacta obtención en el ensayo presiométrico con cavidad pre-perforada.
Otros parámetros obtenidos son el módulo de deformación cortante inicial (G_0) y de carga-descarga (G_{ur}), valores que están relacionados con el módulo de Young del macizo (E_m) si se asume un coeficiente de Poisson. También se encuentran: la resistencia límite (P_L), la resistencia límite neta (P_L^*) y la resistencia a compresión uniaxial del macizo (σ_{cm}).

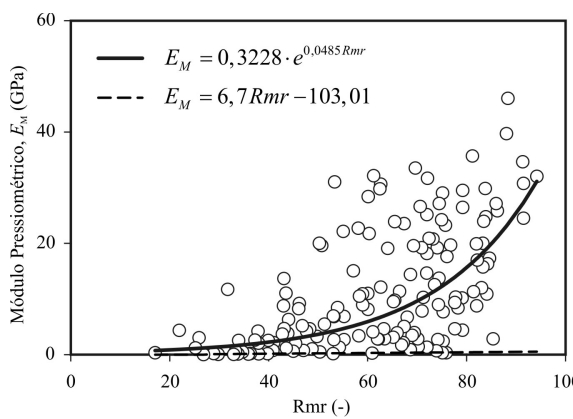


Figura 9.12 Relación entre el módulo presiométrico (E_M) y el Índice de Macizo Rocoso (*Rmr*) para varias rocas reportadas en [153], [392] y [116].

En adición, esta técnica se emplea para estimar la capacidad de soporte de fundaciones superficiales o fundaciones profundas sobre el macizo rocoso (e.g. edificaciones y superestructuras de comunicación). Por ejemplo, basta conocer los parámetros de deformación y ruptura del macizo rocoso para determinar la capacidad admisible del mismo, ó existe una directa correlación entre los resultados de ensayos presiométricos y la estimación de la curva *p–y* para el diseño de pilotes sometidos a cargas laterales [359].
El procedimiento para el ensayo presiometrétrico con perforación propia, o auto-perforante, no está estandarizado ni para suelos ni rocas, sin embargo uno puede guiarse de las experiencias obtenidas por algunas investigaciones sobre el tema [336].
Debido a las dimensiones de la sondas presiométricas, la información obtenida representa a un volumen reducido de macizo rocoso. De este modo, los valores derivados por éstas no se consideran representativos del macizo rocoso, sino del material rocoso, dependiendo si el volumen elemental representativo del macizo rocoso es mayor al volumen perturbado por la acción del ensayo.

9.9.2. Ensayos dilatométricos

En mecánica de rocas, los ensayos según un similar principio que los ensayos presiométricos son el ensayo dilatométrico y el ensayo con accionador hidráulico[2] radial (*radial jacking test* o *borehole-jack test*).
Los presiómetros y los dilatómetros podrían tratarse como sinónimos, sin embargo dentro de esta última categoría entran equipos más rígidos porque muchos de ellos no emplean membranas para ejercer la presión sobre la pared de la cavidad, sino placas. Estos equipos precedieron a los presiómetros.
Instrumentos dentro de la categoría de los dilatómetros fueron propuestos por el LNEC y la Escuela de Minas de Colorado (CSM: Colorado School of Mines) por los años sesenta del siglo pasado. El dilatómetro del LNEC era accionado por un sistema hidráulico y podía alcanzar presiones de 15 MPa, mientras que el de la Escuela de Minas de Colorado alcanzaba hasta 70 MPa. Otra sonda de esta índole es el conocido *Dilatómetro de Goodman*, que consiste en un instrumento que presiona las paredes de la cavidad a través de placas o cuñas de forma de un sector de cilindro, a través de un gato hidráulico. La técnica con esta sonda posibilita la aplicación de mayores presiones en la roca para deformarla, y es empleado en macizos rocosos resistentes y poco deformables.
El procedimiento de ensayo, así como la interpretación de resultados varían de las mismas del presiómetro tipo Menard o del auto-perforante.

[2] El *accionadior hidráulico* es un sistema hidráulico compuesto por una fuente de energía, motor, bomba hidráulica, gato hidráulico, dúctos hidráulicos y otros componentes mecánicos para accionar una presión o fuerza en una determinada dirección.

Capítulo 10
Ensayos de Laboratorio

Resumen Los ensayos de laboratorio en muestras extraídas en campo se usan para describir las propiedades del material rocoso. Muchos de estos ensayos son resumidos o nombrados en este capítulo.

10.1. Introducción

Las muestras obtenidas por los diferentes proceso de extracción son llevadas al laboratorio para la realización de ensayos, en primer lugar poder caracterizar el material rocoso desde el punto de vista de su fenomenología mecánica y verificar las hipótesis planteadas después del trabajo de campo. Los principales objetivos de hacer ensayos de laboratorio son de brindar una clasificación exacta del material extraído y determinar parámetros cualitativos y cuantitativos que representen el comportamiento mecánico y en algunos casos el comportamiento químico del material rocoso.
De este modo se pueden definir cuatro grupos de ensayos de laboratorio: 1) los ensayos de caracterización, 2) los ensayos de propiedades índice, 3) los ensayos de propiedades mecánicas y 4) los ensayos de descripción química. En muchos de ellos se pueden emplear las muestras tal como fueron extraídas y en otros es necesario preparar *cuerpos de prueba* (CP).

10.2. Identificación

En esta sección se describirán una serie de ensayos útiles para identificar el material rocoso.

10.2.1. Análisis petrográfico de secciones delgadas

Una clasificación exacta de la roca implica la realización de al menos un ensayo petrográfico en sección delgada (Figura 10.1). Esta técnica de análisis a través del microscópico petrográfico incluye la obtención de información que no puede obtenerse a partir de un examen macroscópico, tales como la composición mineralógica, los tamaños de los minerales y la textura, y las propiedades que tienen incidencia sobre el comportamiento mecánico del material rocoso. El método de análisis petrográfico con fines mecánicos está sugerido por la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas [308]. Asimismo, se podrá consultar como referencia la norma ASTM C295 [26] respecto a la *práctica para el examen petrográfico de agregados para concreto*.

Figura 10.1 Análisis petrográfico de secciones delgadas.

El equipo empleado para este análisis implica el uso de un microscopio petrográfico, que tiene elementos adicionales a los convencionales o biológicos, como la platina giratoria graduada en grados, dos filtros polarizadores y elementos ópticos como la lente de Bertrand, con platos de retardo de la longitud de onda de la luz a través de cristales de yeso, mica y cuarzo; que posibilitan la obtención de las denominadas figuras de interferencia. El Cuadro 10.1 muestra las características generales de algunos microscopios petrográficos como ejemplo.

Cuadro 10.1 Diversos tipos de microscopios petrográficos.

Detalle	Modelo		
	Radical ROL-1	Radical RPL-3	Radical RPL-55T
Tipo de ocular	Mono	Binocular	Trinocular
Lente de Bertrand	Yeso	Mica y yeso	Mica, yeso y cuarzo
Objetivo libre 1	P2x	P2x	P2x
Objetivo libre 2	P10x	P10x	P10x
Objetivo libre 3	P40x SL	P40x	P40x
Polarizador	No	Si	Si
Diámetro platina en mm	130	130	130
Precisión giro platina en °	5	5	5
Ocular 1	WF 10x	WF 10x	WF 10x
Ocular 2	H 5x con cruz	H 5x con cruz	–
Ocular 3	H 10x micro	H 10x micro	–

La muestra, que es una lámina delgada de roca, es una pieza de roca cortada por un disco y pulido hasta alcanzar un espesor estándar de 30 µm, montada en un portaobjetos de cristal por medio de una resina sintética. Esta lámina es transparente y libre de irregularidades.
El material necesario para la preparación de secciones delgadas a partir de espécimenes de rocas, comprende lo siguiente:

- una pequeña sierra diamantada con hoja de 150 mm a 250 mm de diámetro;
- máquina para preparación de secciones delgadas[1];
- polvo de pulimento a base de Carburo de Silicio de 180 granos o 220 granos (placas de hierro fundido), 600 granos (pulimento fino) y 1 000 granos (terminado);
- platinas de vidrio para microscopio de 25 mm × 45 mm y espesor entre 1 mm a 2 mm;
- un cementante apropiado para el montaje de las secciones de roca (e.g. Araldit®);
- solución colorante para distinguir los minerales por impregnación de la superficie de corte de la muestra.

Los valores y características que se tienen que diferenciar para el reconocimiento de cada uno de los minerales que componen la roca son: el índice de refracción, índice de refringencia, los colores bajo luz polarizada, la existencia de doble refracción, valores de ejes ópticos, pleocroismo, ángulos de extinción y opacidad. Ante todo, la descripción petrográfica la hace un especialista guiado por las normas o métodos sugeridos arriba.
El informe petrográfico del material rocoso con fines mecánicos difiere para aquellos para fines de minería o geología. En el informe final se describe y se clasifica el material rocoso, se nombra el contenido o composición mineral y sus alteraciones secundarias encontradas

[1] Para la preparación de secciones delgadas; en caso de no tener la máquina, se usa una pieza de hierro de 250 mm × 250 mm × 20 mm de tamaño, para el pre-pulimento; y dos placas de vidrio de las mismas dimensiones para el pulimento fino y acabado.

(i.e. micro-petrografía). También se describe la matriz y/o cemento (i.e. la micro-fábrica) y se cuantifica la proporción de micro-fracturas (i.e. micro-estructura). Además se tiene que presentar la distribución de tamaños de los minerales en una curva granulométrica (Figura 10.2). En este sentido, también se hace una descripción estadística de las formas y orientaciones de los granos minerales, debido a que se encontraron relaciones de índices de forma de minerales con la resistencia mecánica del material rocoso y su capacidad a ser perforada (i.e. perforabilidad).

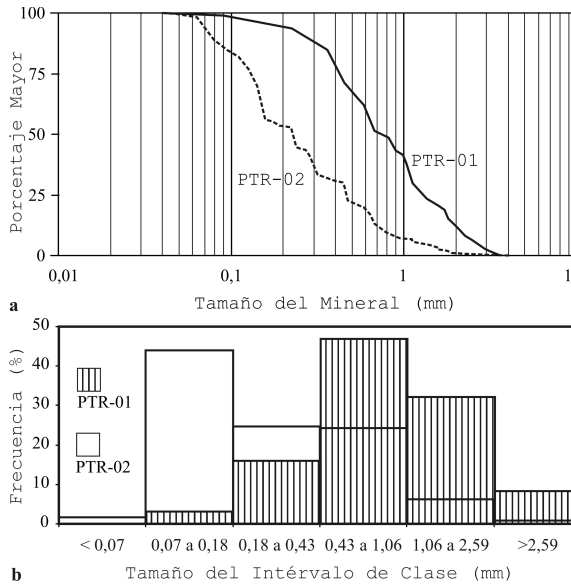


Figura 10.2 Resultados de análisis del tamaño de minerales en dos secciones delgadas de un mismo Gneiss [404]. **a** Distribución de tamaño de minerales; **b** Histograma de frecuencias del tamaño de minerales.

Dentro de todo el anterior listado, es importante la descripción de las micro-fisuras debido a que ellas influyen en las respuestas mecánicas e hidráulicas del material rocoso. Un dado volumen de micro-fisuras, por ejemplo del 2 % en un Granito, representa una disminución del 50 % en su resistencia mecánica; mientras que para lograr la misma reducción de resistencia mecánica por la presencia de espacios vacíos de naturaleza porosa, es necesario 20 % de espacios vacíos sobre el volumen total del Granito. Las micro-fisuras además de empeorar la calidad mecánica de la roca, le transfieren a ella un comportamiento anisótropo en relación con sus propiedades mecánicas y/o hidráulicas, que aumenta la dispersión de los resultados de los ensayos. Si se hizo el análisis minucioso de las micro-fracturas, es aconsejable cuantificar también la proporción de espacios vacíos de naturaleza porosa, con el fin de calcular la porosidad total del material rocoso.

Asimismo, se deberá presentar una fotografía de la sección delgada con luz normal y otras dos con las luces polarizadas paralela (i.e. Nicoles paralelos) y transversal (i.e. Nicoles cruzados). En cada fotografía se coloca una escala gráfica. Hoy en día no basta con sólo nombrar el número de aumentos de las lentes, porque la imagen puede ser alterada en escala con los diversos programas computacionales que se tienen a disposición.
Con las medidas hechas en las secciones delgadas y un post análisis se pueden determinar tres índices de mucha utilidad para la descripción mecánica del material rocoso :

- Índice Cuantitativo de Textura de Howarth & Rowlands (*Texture Index*) [220];
- Índice de Fábrica de Mica de Büchi (*Mica Fabric Index*) [99];
- Índice de Foliación de Tsidsi (*Foliation Index*) [426].

10.2.2. Ensayo de Difracción de Rayos X

En algunas muestras de material rocoso, la caracterización de la misma a través del ensayo de petrografía no brinda mucha información sobre la composición ni proporciones de los minerales de la roca. De este modo, se aconseja hacer el ensayo de Difracción de Rayos X (XRD: *X-Ray Diffraction*).
Este ensayo se basa en la ley de Bragg, donde tiene como base la difracción de radiación electromagnética dada por los planos cristalográficos de los minerales presentes en la muestra analizada. De este modo, cada material puede ser identificado por su estructura cristalina definida por la disposición de los átomos que la constituyen.
Con los ensayos XRD se obtiene la composición mineralógica bruta, cualitativa y semicuantitativa del material rocoso. Para rocas con gran porcentaje de minerales de arcilla y suelos arcillosos, el método de análisis de intercambio de iones y difractrometría de Rayos X brinda información cuantitativa de los tipos de minerales de arcilla así como el tamaño de granos minerales de la fracción menor a $2\,\mu m$. Consiste en un procedimiento de tres ensayos: una con la muestra de material rocoso tal como está presente en la naturaleza, otra preparada con Glycol y la última preparada luego de calcinar la muestra.

10.2.3. Espectrometría de masa con fuente de plasma acoplada por inducción

El ensayo de espectrometría de masa con fuente de plasma acoplada por inducción (ICP-MS: *Inductively Coupled Plasma Mass Spectroscopy*) puede usarse para determinar la composición química de los minerales presentes, cuyos resultados sirven mucho para determi-

nar el grado de meteorización de la roca, a través del cálculo de índices de meteorización. El Cuadro 10.2 muestra los índices que pueden obtenerse con este ensayo.

Cuadro 10.2 Compuestos e índices de meteorización que se obtienen con los resultados de ICP-MS y LOI.

Óxido	Símbolo	Índice de Meteorización							
		RR	PI	VR	MWPI	CIA	B	SiTi	Mol
de silicio	SiO_2	√	–	–	√	–	–	√	–
de aluminio	Al_2O_3	√	–	√	√	√	√	√	–
férrico	Fe_2O_3	–	–	–	√	–	–	–	–
de magnesio	MgO	–	√	√	√	–	√	–	–
de calcio	CaO	–	√	√	√	√	√	–	√
de titanio	TiO_2	–	–	–	–	–	–	√	–
de sodio	Na_2O	–	√	√	√	√	–	–	√
de potasio	K_2O	–	√	√	√	√	√	–	√

RR: Relación de Ruxon (Relación Silica Alumina), PI: Índice de Parker, VR: Relación de Vogt, MWPI: Índice de Meteorización de Parker Modificado, CIA: Índice Potencial, B: Índice de Lixiviación, SiTi: Índice de Silicio y Titanio, MoI: Índice Móvil

10.2.4. Barrido con microscopio electrónico

El barrido con microscopio electrónico (SEM: *Scannig Electron Microscopy*) es una técnica donde por aspectos visuales se puede identificar el estado de los minerales del material rocoso. Por ejemplo es posible observar las fracturas concoides de minerales de Cuarzo (Figura 10.3) que mostraría que la roca estuvo sometida a grandes esfuerzos; o se puede observar cómo se desarrollaron las micro-fisuras, si a través de los granos minerales o por la matriz. También posibilita identificar los tipos de minerales en rocas con minerales de arcilla, o la presencia de micro-organismos en élla.

10.2.5. Pruebas de datación

Para fines y objetivos de la práctica de la mecánica del macizo rocoso, no es necesaria la datación de un material rocoso. Sin embargo, esta información podría ser algunas veces útil en el momento de compilar aquella información obtenida en los trabajos de descripción geológica para correlacionarla con algún comportamiento mecánico en particular.

Si fuera este último caso se requerirá la realización de pruebas de datación. También es posible deducir la edad de una roca a través de análisis de la cronología de una formación, por medio de la correlación de otras estructuras de edad más joven o más antigua, cuyas edades se conozcan. Pero, en el caso de que no existan estudios en la región, un geólogo con experiencia en el tema puede lograr determinar la edad de la roca, quien también determinará si las pruebas son necesarias.
Los métodos de datación más conocidos son: el Carbono Catorce ^{14}C y las técnicas de receminación amino ácida. Luego se tienen los métodos de datación radiogénicas isotópicas convencionales, como la serie de espectrometría de masas por Uranio, isótopos de Argón (^{40}Ar ó ^{39}Ar) y el método de rastreo por fisión. En las dos últimas décadas del siglo pasado aparecieron otros métodos de datación que cubren el rango de tiempo no alcanzado por los anteriores métodos (para 40 000 años a 20 000 años). Estos son: la resonancia de giro de electrones (ESR: *Electron Spin Resonance*) y métodos de datación por luminiscencia, como el OSL (Luminiscencia Óptica) y TL (Termo-Luminiscencia).

10.3. Preparación de cuerpos de prueba

Los cuerpos de prueba a ensayar se seleccionan de los testigos de tal manera que representen un promedio del tipo de roca en consideración. Esta selección se hace por observación de los minerales constituyentes, tamaño y forma de los granos, poros y fisuras. Se tiene que tener la precaución de observar que en las superficies de las caras donde se aplicarán las car-

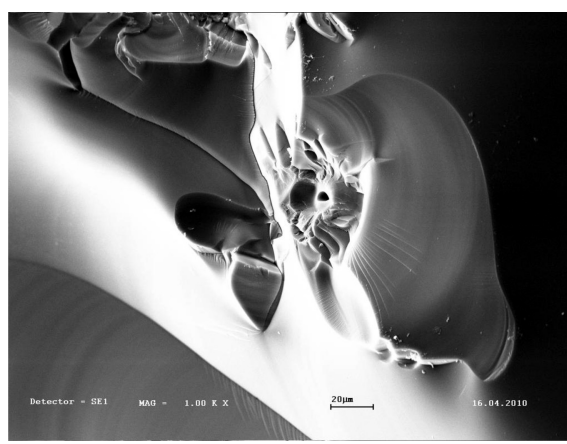


Figura 10.3 Fractura concoide en un vidrio observada por la técnica SEM.

gas no exista ninguna irregularidad abrupta, ya que éstas influyes en los valores obtenidos de resistencia.
Las condiciones de humedad de los cuerpos de prueba en el momento del ensayo tienen una gran influencia en la deformación de la roca, en especial en rocas porosas o blandas. Una buena práctica es que el ensayo de laboratorio se realice a condiciones de humedad representativas de campo, situación que no se cumple por lo general debido a que durante el corte de los testigos y a veces durante su moldeamiento, se emplea agua como líquido lubrificante de las cierras de corte. De este modo, luego de preparar el cuerpo de prueba, éste se seca o humedece hasta el punto deseado y se sella con el auxilio de una membrana flexible o con la aplicación de silicona a los lados de la muestra. Para seguir con este procedimiento, se reporta el valor del contenido de humedad que tenía la roca en el momento del ensayo.

10.3.1. Cilíndricos

Las muestras de roca que serán destinadas para ensayos mecánicos por lo general requieren de una meticulosa preparación, para obtener los llamados *Cuerpos de Prueba* (CP). Los cuerpos de prueba son muestras inalteradas, con forma geométrica definida, material homogéneo, preparados con minuciosidad, para que estén de acuerdo con tolerancias rígidas de forma y dimensión. Los cuerpos de prueba se usan en ensayos de laboratorio especializados (e.g. resistencia a compresión uniaxial, resistencia a compresión triaxial axisimétrica, resistencia a tracción directa).
Esta tarea se realiza con el empleo de cortadores de hoja y cortadores de núcleos cilíndricos de pared gruesa y punta diamantada. La máquina común de perforación vertical empleada en los laboratorios de concretos y asfaltos, que usa cortadores cilíndricos de pared delgada, no es una herramienta apta para la extracción de CP cilíndricos de calidad en rocas duras; debido a que el torque, la fuerza vertical que genera esta pequeña máquina y la delgada hoja del cortador es insuficiente para crear un corte apropiado en este tipo de rocas. De este modo, se usan máquinas de laboratorio mucha más robustas, donde el cortador es un barril de pared simple (*Simple Tube Corebarrel*), la fuerza vertical se genera con un cilindro hidráulico y el torque se consigue con un motor rotativo hidráulico de alto torque (Figura 10.4) y que gire a una velocidad entre $200\,\mathrm{min}^{-1}$ a $800\,\mathrm{min}^{-1}$.
La norma ASTM D4543 [48] sugiere algunas recomendaciones para la preparación de cuerpos de prueba cilíndricos de material rocoso y la determinación de las tolerancias de dimensión y forma, que serán usados para los ensayos especializados.
Las muestras son cilíndricas-rectas con una relación altura-diámetro de 2 a 2,5 y un diámetro no menor a 47 mm. El diámetro puede ser mayor de acuerdo con la necesidad de la escala que se desea trabajar, no obstante éste tiene que ser seis veces el máximo diámetro de mineral presente en la roca o diez veces el diámetro promedio de minerales presente en

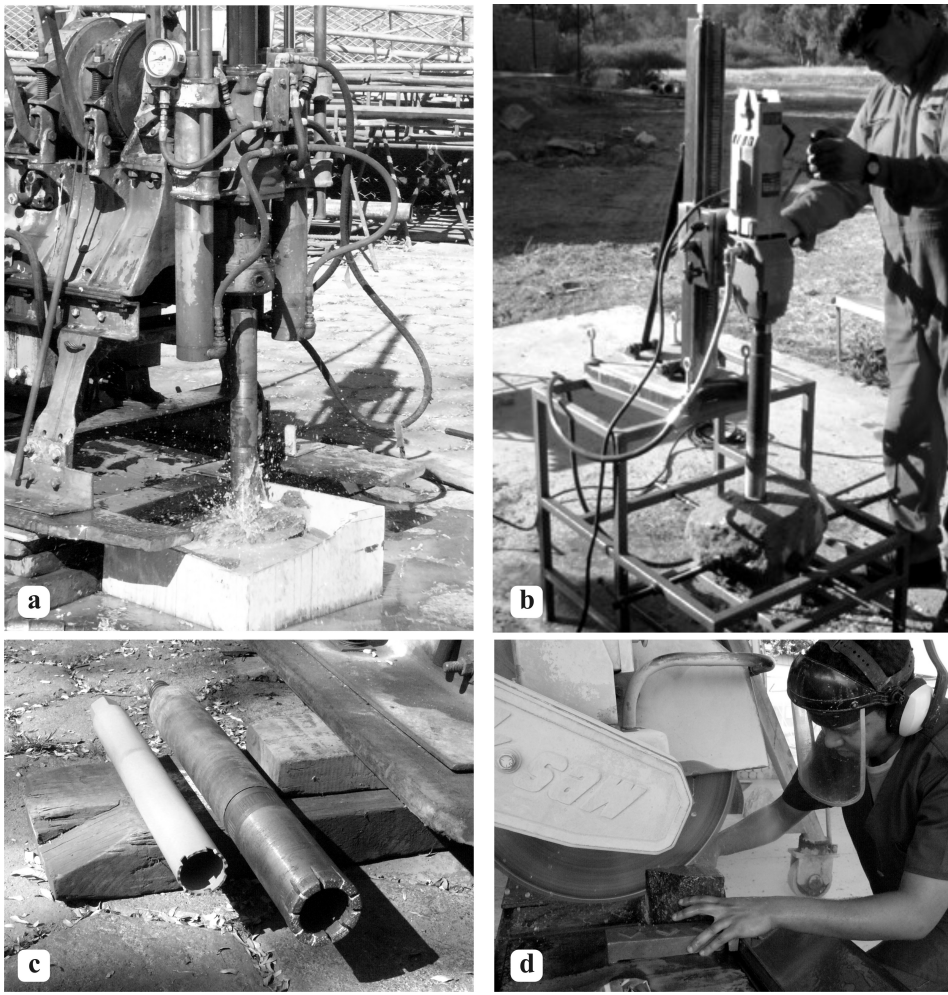


Figura 10.4 Equipos cortadores para preparar cuerpo de prueba. **a** Hidráulico robusto; **b** común, usado más en concretos (no recomendado para rocas); **c** coronas de diamante: *izquierda* común de pared delgada para el equipo de *b* y *derecha* robusta de pared gruesa para el equipo de *a*; **d** cortador de hoja diamantada.

la roca. Esta información se obtiene de una curva de distribución de tamaño de partículas, tal como se obtuvo por ejemplo para la roca que se muestra en la Figura 10.2.

La verificación de los cuerpos de prueba apunta a verificar el alineamiento de sus lados y la perpendicularidad de su superficie circular. Con esto, se calcula las tolerancias en la perpendicularidad de las caras y superificies. Los lados de los cuerpos de prueba tienen

que ser lisos, rectos y no tener irregularidades abruptas. Las caras transversales son planas, cortadas paralelas una de otra y ortogonales al eje axial del cuerpo de prueba. Asimismo, se determina la longitud y el diámetro del CP en el centro de sus caras con una precisión de 0,25 mm (Figura 10.5). Todo el proceso de preparación de un cuerpo de prueba varía de media a cuatro horas de trabajo.

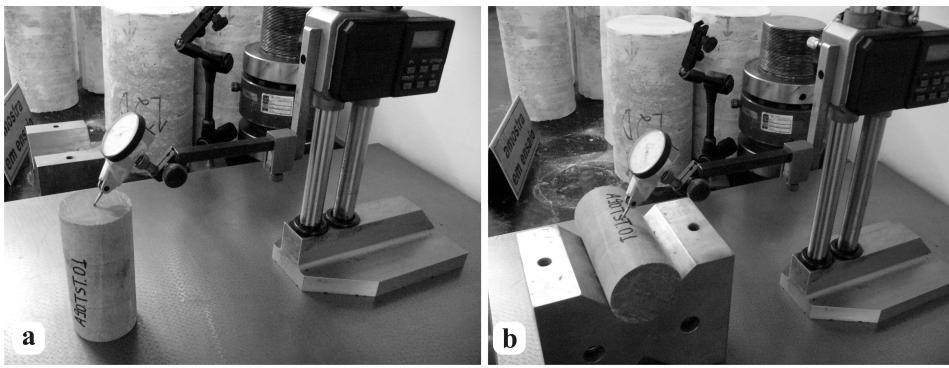


Figura 10.5 Verificación del cuerpo de prueba. **a** Planaridad y paralelismo de sus planos, **b** uniformidad de la superficie.

Las razones del porqué los cuerpos de prueba cilíndricos o prismáticos deben tener una relación altura–diámetro cercanas a dos, son las siguientes:

- si se asume un comportamiento de ruptura tipo Griffith en un campo de esfuerzos uniaxial, la fractura estaría inclinada respecto la dirección del esfuerzo principal mayor en 30°;
- si se sabe que la profundidad del fin de la zona de influencia del las condiciones de contorno (i.e. zonas de constricción) se inicia a un sexto del diámetro de la muestra de cada extremo, entonces una fractura con esa inclinación puede cortar toda la muestra sin pasar por las zonas de constricción para el caso donde la relación altura–diámetro es mayor a $2^1/_3$ [155].

Similares resultados se obtienen si se asume una ruptura según el criterio de Mohr-Coulomb, donde el ángulo del plano de ruptura respecto la dirección del esfuerzo principal mayor (β) es de $(45° - \phi/2)$. Como el ángulo de fricción interna promedio de los materiales rocosos está al rededor de los 30°, β está también alrededor de 30°.
En la Figura 10.6 se muestra la modelación axisimétrica de un ensayo uniaxial en una muestra de relación H/D= 2,22, para un alto valor de rozamiento placa-muestra tal que restringe los desplazamientos laterales en los contornos extremos de la muestra. Se observa que el plano de posible ruptura evita la región de concentración de esfuerzos. Si la relación H/D fuera menor, los esfuerzos en el plano potencial estarían perturbados por los esfuerzos

del contorno. Dentro de esta región superior y por debajo antes del plano de ruptura existen esfuerzos horizontales debido a la transmisión de los esfuerzos de corte del contorno. La presencia de éstos genera un estado triaxial axisimétrico que hace a la roca más resistente en estos sitios y más dúctil debido a un retraso de la propagación de fisuras. Esto resulta en un mayor valor de la resistencia a compresión uniaxial en el global de la muestra. El efecto se minimiza, para un mismo tipo de placas de carga, con cuerpos de prueba más esbeltos hasta un determinado límite.

El límite superior de la relación $^{H}/_{D}$ se especifica al valor de 2,5. Esto debido a que para mayores valores, la muestra puede trabajar como columna esbelta que desarrolla esfuerzos de flexión durante la carga axial susceptible a pandeo, e incrementa la probabilidad de desarrollar propagaciones de fractura *mal* orientadas (e.g. fracturas verticales [*vertical split fractures*]).

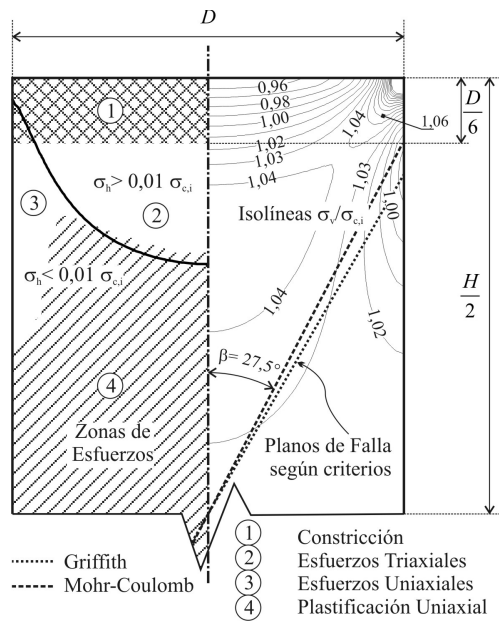


Figura 10.6 Zonas de estado de esfuerzos en un ensayo de resistencia a compresión uniaxial que ayudan a definir la relación $^{H}/_{D}$ de un cuerpo de prueba según teorías de falla.

Valores de $^{H}/_{D}$ mayores o menores a los admisibles especificados arriba pueden programarse y tolerarse si se estima la inclinación del plano de falla, situación que no resulta fácil. Por ejemplo, tomado los valores más extremos de los materiales rocosos, si se tiene una pizarra de arcillolita bentonítica con un ángulo de fricción interna previsto de 8°, el tamaño de la muestra puede tolerarse a que tenga una relación altura-diámetro mayor a 1,5. O para

el caso de un granito con $\phi_o = 51°$, su relación H/D podría ser menor a 3,2 en el caso que no se anticipen fracturas verticales de separación.
Esta regla de las dimensiones para cuerpos de prueba cargados en un solo eje axial se generalizó para los mismos cargados a un estado de esfuerzos triaxiales axisimétricos. Valores superiores de esta relación pueden admitirse en este ensayo debido a que el esfuerzo de confinación evita el pandeo anticipado de la muestra.

10.3.2. Prismáticos

En lo que respecta la preparación de cuerpos de prueba prismáticos, no existen recomendaciones particulares, pero las condiciones de paralelismo y planariadad pueden asumirse iguales a los expuestos para el caso de los cuerpos de prueba cilíndricos. Además de eso, es necesario construir guías para el equipo cortador de hoja, para obtener lo más preciso posible los cortes iniciales, y diseñar un equipo para el pulimento de precisión. Obtener cuerpos de prueba prismático de la precisión y tolerancia necesaria, es una tarea difícil.

10.3.3. Preparaciones especiales

Los núcleos obtenidos de rocas trituradas que mantienen todavía una leve cohesión, por ejemplo como ciertas *kaquiritas*, tienen la necesidad de ser impregnadas con resina muy fluida antes de trabajarlos (e.g. adhesivos acrílicos o de poliuretano como el Araldite). La impregnación de la resina es mejor cuando las muestras primero se secan en horno a 60 ° por al menos 24 horas. Luego, se coloca la muestra en un disecador hermético y a una presión negativa pero baja (en una cámara hermética a presión negativa [Figura 10.13 de la Sección 10.4.6]), y gota por gota, se eleva el nivel de la resina hasta que la muestra se impregne por capilaridad. Una vez que la muestra esté sumergida, se inicia el endurecimiento por calentamiento colocando la muestra en un horno a 40 ° por alrededor de 12 horas. Este método consume mucho tiempo pero es la posible única forma de impregnar muestras de roca poco cohesivas.
También se han obtenido buenos resultados de impregnaciones cuando se usa *n-butil Cianoacrilato*[2] (*Cyanoacrylate Ester*) como material de impregnación para materiales rocosos. El procedimiento de impregnación es diferente al anterior mencionado por la rapidez del secado del Cianoacrilato. Luego del secado, la muestra se trabaja para obtener la forma del cuerpo de prueba deseada, y éste se coloca en la guía de ensayo (e.g. cilindro protector de aluminio). El n-Butil Cianoacrilato se remueve del material rocoso cuando se somete el

[2] El *n-butil Cianoacrilato* es conocido como Pega Loca (Col.), La Gotita (Bol., Arg.) o Super Glue (Gral.).

conjunto a una temperatura uniforme de 400[°] en un horno con flujo de aire controlado, por al rededor de 24 h a 36 h. Cuando el adherente se quema este emana dióxido de carbono, lo cual deja libre a la muestra como en su estado original [289]. Para emplear este procedimiento térmico, se verifica que ninguno de los minerales constituyentes del material rocoso se altere por algún proceso de rehidroxilación[3] a 400[°] y presión atmosférica.

10.3.4. Selección de cuerpos de prueba

Los cuerpos de prueba destinados para ensayos se seleccionan de tal manera que sean representativos de la campaña de perforación de las que provienen. Esta selección se puede hacer por observación visual de los minerales constituyentes, tamaño y forma de los granos, poros y fisuras; o por la comparación de los valores de las propiedades índice por ensayos no destructivos (Sección 10.4). El ensayo más usado para este fin es el ensayo de velocidad de propagación de ondas (Sección 10.4.10).

Se descalifican aquellos cuerpos de prueba que durante el proceso de preparación hayan perdido un pedazo de material (e.g. rocas frágiles) o una partícula de agregado (e.g. en conglomerados). Ellos podrán ser parte de las muestras destinadas a otros ensayos (e.g. ensayos índice, ensayos indirectos), donde los defectos pueden pegarse o rellenarse con resina Epoxi®. Sin embargo, ésta práctica, antigua y común en concretos, puede introducir mayor variabilidad a un conjunto de ensayos.

Tanto los núcleos obtenidos de las perforaciones como los cuerpos de prueba ya preparados se preparan en ambientes tales que no dañen su integridad (e.g. gradientes de presión, temperatura o de humedad, vibraciones, golpes, agentes químicos). Las condiciones de humedad de los cuerpos de prueba en el momento del ensayo tienen una gran influencia en la deformación de la roca. Una buena práctica es ensayar el cuerpo de prueba a las condiciones de humedad representativas de campo, si se conoce este valor; o en condiciones saturadas. La saturación de los cuerpos de prueba se hacen en cámaras herméticas a presión negativa (Figura 10.13 de la Sección 10.4.6). Si el recinto no está equipado con un control de humedad, es preferible sellar la muestra con una membrana flexible o aplicando silicona alrededor de la muestra, hasta el momento del ensayo. Se recomienda ensayar el cuerpo de prueba lo más rápido posible.

[3] La rehidroxilación es una reacción química en la que se introduce un grupo hidroxilo (OH) en la estructura química del mineral tratado con agua a altas temperaturas, esto logra oxidar al mismo.

10.4. Pruebas índice

Un *parámetro índice* es una propiedad que puede ser determinada a través de ensayos de sencilla aplicación sobre muestras de roca [189]. Estos parámetros proporcionan un valor que no puede tener un significado mecánico pero que puede relacionarse con ciertas características mecánicas del material rocoso [297].

10.4.1. Contenido de humedad

La importancia de conocer el contenido de humedad en el material rocoso es que el agua presente en los intersticios y micro-fisuras actúa como agente destructor y como medio de transporte de sales. Si la temperatura del agua se incrementa de $0\,^{\circ}$ hasta los $60\,^{\circ}$, el agua ejerce una presión de 52 MPa, también dentro de los intersticios y las micro-fisuras.
El contenido de humedad natural del material rocoso se puede determinar de acuerdo con lo recomendado por la norma ASTM D2216 [35]. No obstante, el contenido de humedad natural del material rocoso se altera durante la extracción de los núcleos debido a que por lo general se emplea como medio de lubricación agua o alguna solución en ella. Por esta razón, para conocer el contenido de humedad natural de la roca en el sitio, se debería extraer la misma a través del empleo de algún líquido de perforación *polímeros lubrificantes* o por métodos secos. Si se decide por la última alternativa, algunos fabricantes ofrecen brocas diamantadas para corte de roca en seco; éstas no abarcan todo el espectro de magnitudes de dureza de la roca y su desgaste es mucho mayor.

10.4.2. Color

En cada muestra de material rocoso extraído se aconseja determinar su color (Figura 10.7). La determinación del color es uno de los primeros procesos para diferenciar los materiales, ya que éste depende de las proporciones relativas de los minerales presentes y la composición de la matriz que los unen.
La apreciación del color de cada individuo es relativa a muchos factores externos, internos hasta inclusive psíquicos. El Servicio Geológico de los Estados Unidos de Norteamérica, aconseja determinar el color del material rocoso comparando los colores de él con la cartilla de colores Munsell®, tanto con la superficie en estado seco como en estado saturado pero con superficie seca.
La escala de color Munsell®establece tres propiedades: el tono o matiz, el valor o intensidad y la cromaticidad o saturación. Los atributos tono, valor y cromaticidad están representados por las letras H, V y C, respectivamente; por sus nombres en inglés: *Hue*, *Value* y

Chroma. La forma de denotar el color es con la notación Munsell®: `H V/C`. Por ejemplo, para un rojo vivo con un tono de `5R`, un valor de 6 y una intensidad de 14, la notación completa es `5R 6/14`. La notación para colores neutrales (i.e. tonos de gris) se escribe de la forma `N V/`, donde la intensidad en colores neutros es cero y por tanto se omite en la notación.
La cartilla de colores es muy útil para describir los colores de las rocas de grano fino a medio. En rocas de grano grueso (e.g. conglomerados) describir el valor de cada una de las partículas o minerales no tiene mucho sentido y es preferible describir el material en función a su textura. En otros tipos de materiales donde existen texturas complejas como superficies bandeadas, vetas, caras descoloridas, caras fracturadas y abigarramiento; la determinación del color se torna compleja. Muchas veces se obtiene algún color uniforme en este tipo de rocas, si se alejan del ojo humano una cierta distancia hasta que los detalles menores se fusionen.

10.4.3. Impresión en porcelana

El ensayo de *impresión en porcelana* es una práctica común para las primeras identificaciones de minerales, y puede aplicarse también para diferenciar el material rocoso. El ensayo consiste de hacer pasar el material rocoso sobre una superficie rugosa de porcelana. Si la porcelana es más dura que algunos minerales presentes en el material rocoso, ésta retendrá partículas en su superficie rugosa y le dará un color característico (Figura 10.8).

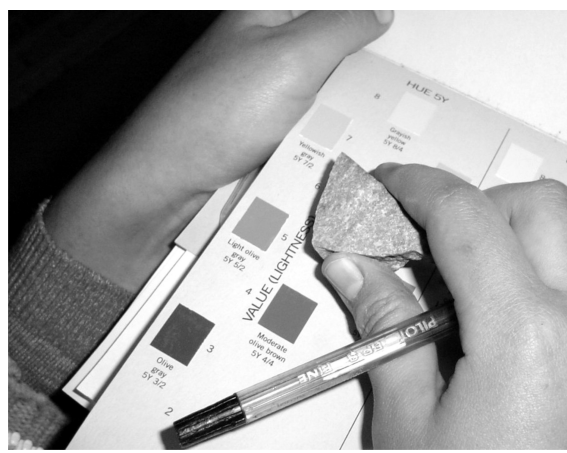


Figura 10.7 Determinación del color de la roca con la cartilla Munsell®.

Este color impreso se compara con la cartilla de colores usada en el anterior ensayo para codificarlo.

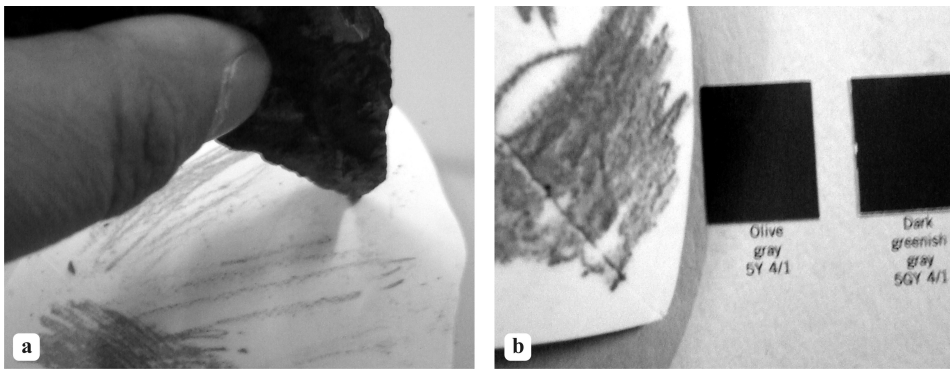


Figura 10.8 Prueba de impresión en porcelana. **a** Rayado de la roca sobre la superficie rugosa de porcelana; **b** comparación del color de la impresión con la cartilla de colores Munsell®.

En la mayoría de los casos el color observado en la roca (el determinado con la cartilla de colores) no es el color impreso en la porcelana, de este modo es una técnica más para diferenciar materiales.

10.4.4. Dureza

La *dureza* es el grado de resistencia que opone un material a ser rayado por otro material más duro que el analizado. Esta propiedad contribuye también para diferenciar una roca de otra.

Dureza relativa de Mohs

Para las primeras evaluaciones cualitativas de la dureza de un material rocoso se podrá realizar la práctica del ensayo según la escala de Mohs, método creado sólo para evaluar la dureza de los minerales por separado. En su versión original el método consiste en comparar la dureza del material con cada uno de los minerales especificado en la escala (Cuadro 10.3), hasta encontrar dos minerales consecutivos de ella donde uno sea rayado por el material ensayado y el otro raye al mismo.

Cuadro 10.3 Escala de dureza Mohs.

H_M†	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
M‡	Talco	Yeso	Calcita	Fluorita	Apatita	Feldespato	Cuarzo	Topacio	Corindón	Diamante

†H_M es la dureza Mohs en valor numérico (*Hardness Mohs*); ‡ M: Mineral.

La escala de Mohs es relativa y no absoluta; en efecto, la diferencia entre la dureza del Diamante ($H_M = 10$) y el Corindón ($H_M = 9$) es mucho mayor que la existente entre el Yeso y el Talco ($H_M = 2$ y $H_M = 1$, respectivamente). Como resultado del procedimiento de determinación de la dureza Mohs la precisión está restringida a 0,5 en el mejor de los casos.

Se puede usar el mismo método descrito en el material rocoso, la única diferencia es que el material de ensayo ya no es un mineral sino una roca.

En el caso de tener el grupo de minerales de la escala, se pueden emplear materiales fáciles de encontrar en la vida cotidiana: porcelana, vidrio, acero, cobre y la propia uña; cuyos valores H_M se dan en el Cuadro 10.4. La determinación se restringe a valores de dureza H_M de 2,5 a 6,5 con una precisión de 1 .

Cuadro 10.4 Dureza Mohs H_M de los objetos para el ensayo.

Material	Uña	Cobre	Acero	Acero endurecido	Vidrio	Porcelana
H_M	2,5	3,5	4,5	5,1	5,5	6,5

En la literatura se tienen pocos estudios que relacionen la dureza relativa con alguna propiedad mecánica de la roca. Para rocas sedimentarias, se propuso una correlación de la dureza Mohs H_M con la cantidad relativa de sólidos P_s con el índice de carga puntual simple $I_{s(50)}$ (Ecuación 10.1) [297]. El coeficiente de determinación muestral de esta expresión (R^2) fue igual a 0,97.

$$I_{s(50)} = 0{,}1267\, P_s\, {H_M}^{2{,}385} \tag{10.1}$$

Se comenta que existe una clasificación de la dureza de una roca, relativa también a otras. El Cuadro 10.5 muestra la clasificación y las rocas comunes tomadas como referencia.

Dureza absoluta Knoop

La determinación cuantitativa, exacta y absoluta de la dureza de una roca se obtiene con el indentador Knoop (H_K).

Cuadro 10.5 Clasificación del material rocoso según su dureza tomando en cuenta otras rocas como referencia.

Clasificación dureza material rocoso	Rocas referencia
Suave	Serpentinita, Arenisca, Caliza, Lodolita, Calcita
Media	Roca Verde (*Greenstone*), Dolomía, Andesita, Peridodita
Dura	Pegmatita, Gabro, Esquisto
Muy Dura	Cuarcita, Riolita, Granito, Neis, Diorita
Dura en extremo	Taconita, Jasperita, Cuarcita, Hornsteno

En el ensayo de dureza Knoop, un indentador de diamante se presiona con cargas superiores a 9,8 N contra el material, dando como resultado una impresión en el mismo. El indentador de diamante es de forma piramidal de base romboédrica con el ángulo entre dos caras opuestas igual o cercano a 170 °, y el ángulo entre las otras dos caras igual a 130 °. Con estas dimensiones, el indentador deja una impresión de cuatro superficies triangulares, que en proyección vertical forman una cruz, cuya longitud mayor (L) puede variar de 0,01 mm a 0,1 mm dependiendo de la dureza del material ensayado. La longitud mayor de la cruz es siete veces la longitud menor (W) y 30 veces la profundidad en el punto de intersección de ambas líneas (Figura 10.9). Dadas tales dimensiones, el área de la impresión se calcula después de medir la longitud mayor, y como valores redundantes para ajustes en los cálculos se puede medir también la longitud menor de la cruz y si es posible la profundidad en el punto de intersección de ambas líneas.

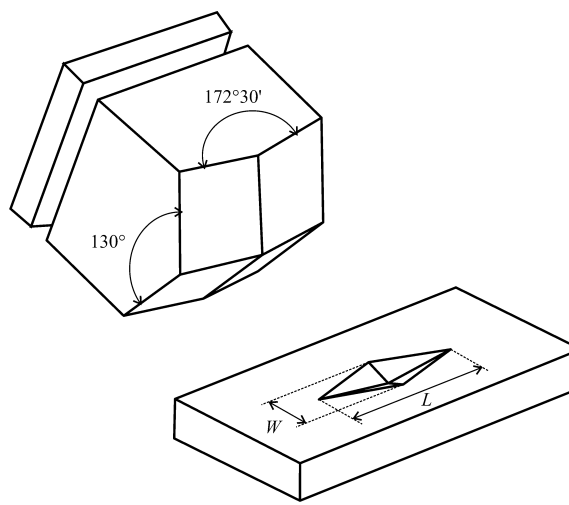


Figura 10.9 Indentador de diamante para determinar la micro dureza de Knoop [296].

La dureza Knoop se obtiene por tanto con la Ecuación 10.2, donde P es el valor numérico de la carga aplicada al indentador expresada en kilogramos fuerza y L es la longitud mayor de la cruz expresada en milímetros.

$$H_{\mathrm{K}} = 14{,}2\,\frac{P}{L^2} \tag{10.2}$$

Este ensayo requiere la preparación de la superficie de la roca, el uso de una máquina que permita la indentación con el diamante y un microscopio para determinar las dimensiones de la impresión sobre la superficie de la roca.
Una relación empírica entre la dureza Mohs y la dureza Knoop, con un coeficiente de determinación de $R^2 = 0{,}986$, fue propuesta según la Ecuación 10.3 [297]. No obstante ésta se usa como referencia, y no es aconsejable nombrar una dureza Knoop obtenida a partir de valores de dureza Mohs, porque la dureza Mohs tiene una máxima apreciación de 0,5 en su escala. En sentido contrario, si es posible emplear la anterior ecuación (i.e. con H_{M} a partir de H_{K}).

$$H_{\mathrm{K}} = 32{,}31\,\exp^{0{,}4833\,H_{\mathrm{M}}} \tag{10.3}$$

Dureza absoluta por el cono de indentación

En el ensayo del *cono de indentación* se mide la resistencia que tiene el material rocoso cuando es punzado por una barra de acero con punta cónica de carburo de tungsteno. Se hacen como mínimo nueve ensayos para encontrar el valor de la dureza absoluta por medio de este ensayo. La dureza por el cono de indentación (H_{CI}) está dado por la Ecuación 10.4, donde d_{b} es el acortamiento de la barra de acero que contiene la punta de carburo de tungsteno, y que se relaciona con la fuerza ejercida por el indentador, y d_{p} es la penetración del indentador en la muestra.

$$H_{\mathrm{CI}} = \frac{d_{\mathrm{b}}}{d_{\mathrm{p}}} \tag{10.4}$$

Dureza relativa Shore

El diseño del equipo de este ensayo obtienen el Índice de Dureza Shore (SHI: *Shore Hardness Index*, denotado por S_h) (Figura 10.10). Los laboratorios de mecánica usan éste equipo para la obtención de propiedades dinámicas de distintos materiales (e.g. acero). En los últimos años la disciplina de mecánica de rocas introdujo este índice como cuantificador de la dureza del material rocoso.
El procedimiento sugiere posicionar la punta del equipo en varios puntos sobre la superficie del material rocoso (e.g. de 12 a 25 puntos). Por cada punto haced cinco medidas y selec-

Figura 10.10 Equipo para el ensayo de la dureza Shore también llamado *Escleroscópio Shore* [169].

cionar el valor más alto como representativo del punto. La dureza Shore será el promedio de las lecturas en los puntos escogidos. Como el equipo tiene una punta fina, en materiales rocoso con minerales visibles y mayores al área de esa punta, las medidas se hacen sobre los granos individuales de minerales.

Estudios en material rocoso con este equipo fueron hechos por Deere & Miller [140], donde se reportan correlaciones con propiedades mecánicas del material rocoso. Por ejemplo relacionaron la resistencia a compresión uniaxial del material rocoso (σ_{ci}) con el índice de dureza Shore y el peso unitario del mismo material (γ), y obtuvieron un coeficiente de correlación de $r = 0{,}897$ dados todos los valores en unidades del sistema inglés (Figura 10.11).

Para este texto, con los valores medidos originales de la mencionada investigación, se volvió a calcular la relación en unidades del Sistema Internacional (Ecuación 10.5), que dio un coeficiente de determinación de $R^2 = 0{,}847$.

$$\sigma_{ci} = 25{,}53 \exp^{0{,}001\,03\,\gamma S_h} \tag{10.5}$$

Otros autores [261] obtuvieron una relación de σ_{ci} con S_h y el índice de desleimiento al segundo ciclo (I_{D2}), para el caso particular de Lutitas. Ellos obtuvieron un coeficiente de correlación de $r = 0{,}68$ (Ecuación 10.6) y la unidad de la resistencia a compresión uniaxial está dada en MPa.

$$\sigma_{ci} = 476\, I_{D2} + 493\, S_h + 11\,659 \tag{10.6}$$

Recientes resultados de investigación revelaron que la dureza Shore en materiales rocosos disminuye cuando aumenta su temperatura, por lo que sugiere que al reportar el valor

obtenido por el método se reporte la temperatura del material rocoso a la que se ensayó. Asimismo, se recomienda que el mínimo volumen de material a ensayar por este método sea de 80 cm^3 y al menos cinco muestras sean ensayadas [17].

Otros ensayos de dureza relativa

La medida de dureza por medio de martillos de rebote también son empleados para determinar la dureza relativa de la roca. Miden esta propiedad a través del cociente de la velocidad de rebote de un cuerpo propulsado sobre su velocidad de impacto con una energía de impacto dada. Con equipos que funcionan con este principio no se recomienda ensayar rocas con propiedades magnéticas (e.g. magnetita).
Como ejemplo de este ensayo se tiene al conocido el martillo Schmidt Tipo L (ver la Sección 10.4.9), que se emplea también para determinar la dureza del material rocoso. No obstante, no sirve para rocas sedimentarias de partículas grandes como las grauvacas y conglomerados.
Uno de los más difundidos equipos de esta clase, después del martillo de rebote Schmidt, es el durómetro de Leeb. Éste tiene tres posibles puntas de martillo: tipos G, D y C; que son

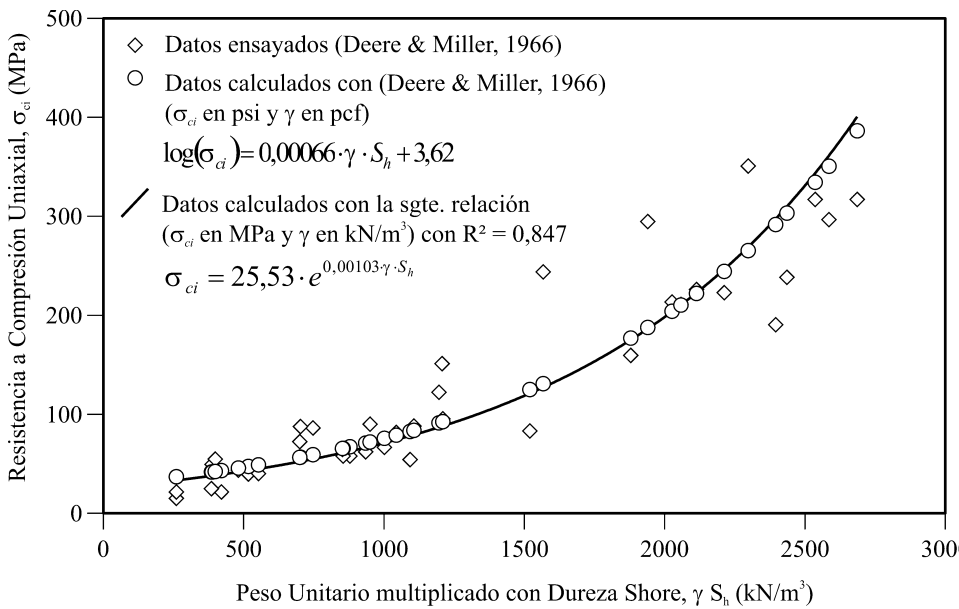


Figura 10.11 Ábaco para la determinación de la resistencia a la compresión uniaxial mediante la dureza Shore (Modificado de [140]).

más pequeñas que el martillo Schmidt y de menores energías de golpe; i.e. 90 N mm, 11 N mm y 3 N mm, respectivamente. De este modo se pueden usar en muestras de materiales rocosos más pequeños, delgados y débiles.

El diseño del equipo desarrollado por la Proceq es conocido por el nombre de *Equotip*, y muchas veces el durómetro de Leeb es más conocido por el nombre de este equipo. El equipo fue diseñado para ensayar metales pero fue usado luego para ensayar materiales rocosos y papel.

El equipo dispara una esfera de carburo de tungsteno de 3 mm de diámetro sobre el material a ensayar. Este indentador tiene una magneto permanente, que posibilita medir la velocidad en el impacto v_{i} y en la fase de restitución v_{r} a través del voltaje inducido por el magneto dentro de una bobina. El valor obtenido se denomina *Número de Leeb* (*L*) o *Dureza Leeb* y se denota con la variable *HL* seguido del indicativo del tipo de indentador usado. Por ejemplo el valor *HLD* corresponde al resultado de lectura en un durómetro Leeb con indentador tipo D.

El número de Leeb resulta ser la relación de la velocidad de restitución con la velocidad impacto multiplicado por una constante del equipo (*K*) (Ecuación 10.7). Equipos acordes con el diseño de Leeb tienen valores de *K* igual a 1 000.

$$HL = K\,\frac{v_{\mathrm{r}}}{v_{\mathrm{i}}} \tag{10.7}$$

En la actualidad se propusieron dos relaciones del *HLD* con la resistencia a compresión uniaxial de materiales rocosos [21]. La primera posibilita obtener $UCS = \sigma_{mathrmci}$ a partir de una sola medida de *L* (Ecuación 10.8), sin embargo es menos precisa al valor obtenido por la segunda relación que también depende de la porosidad del material rocoso (*n*) (Ecuación 10.9).

$$UCS = 8 \times 10^{-6} L^{2,5};\ \left(R^2 = 0{,}77\right) \tag{10.8}$$

$$UCS = 0{,}079 \exp^{-0{,}039n} L^{1,1};\ \left(R^2 = 0{,}88\right) \tag{10.9}$$

Variaciones en el valor *K*, tamaño y nuevas habilidades referentes al registro, transmisión y transformación de datos del durómetro Leeb, han hecho surgir otros equipos, por ejemplo: el equipo LLC TH132 de la Portable Testers, que trabaja con una energía de impacto de 0,027 J (Figura 10.12), o los durómetros *Piccolo* y *Bambino*.

Todos estos equipos en la actualidad son desarrollos electrónicos que dan el valor directo de la dureza según diferentes escalas absolutas de dureza, pero correlacionadas. Las escalas absolutas que usan son las durezas Knoop, Vickers, Brinell y Rockwell; y las escalas relativas son las durezas Shore y Leeb.

El procedimiento de ensayo con los anteriores durómetros es similar a la del Martillo Schmidt, donde la superficie de la muestra tiene que estar pulida, limpiada (libre de agua y aceite, u otro líquido) y debe tener una rugosidad promedio R_a mayor a 2 µm o rugosidad

máxima R_z menor a 10 µm). Esto se consigue con una piedra de pulimento de *Carburo de Silicio* (SiC).
La masa suficiente de material rocoso que se necesita para ensayar es por lo general mayor a 0,2 kg, donde ésta debe tener una altura mayor a 5 mm. Aquellas muestras menores a 5 kg se apoyan sobre un soporte metálico de 5 kg.La dirección de impacto tiene que ser perpendicular a la superficie ensayada y las medidas se realizan tres veces sobre un mismo punto.
Con estos equipos se pueden ensayar rocas con planos paralelos de sedimentación o foliación, donde cada capa tiene al menos 0,8 mm de espesor, y el impacto se hace perpendicular a estos planos.

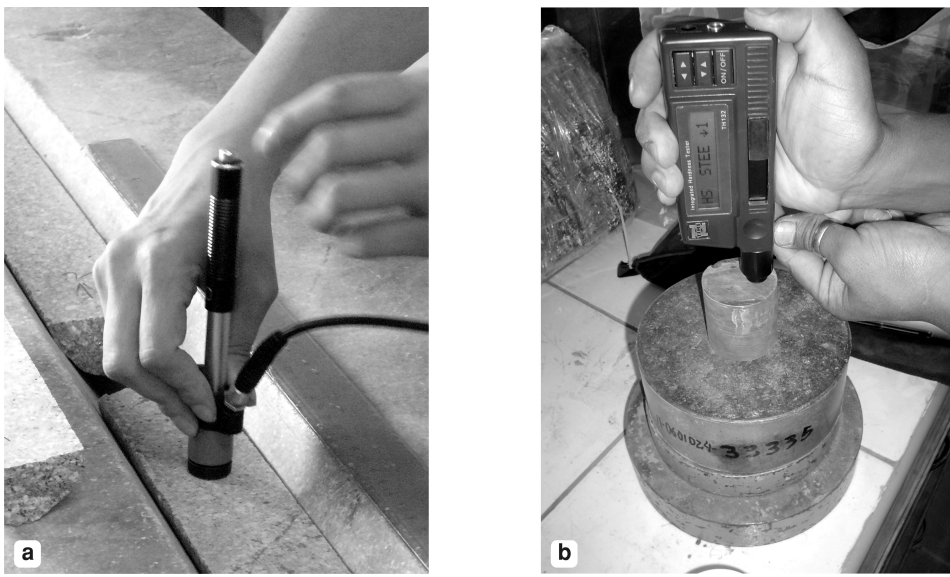


Figura 10.12 Durómetros electrónicos portátiles Leeb. **a** Equotip-3; **b** LLC TH132.

Debido a la creciente variedad de equipos de media de la dureza relativa, se han realizado estudios que tratan de comparar y relacionar los valores medidos entre al menos los más importantes del mercado (i.e. equipos: martillo Schmidt N convencional, martillo Schmidt Plata BL, durómetro Leeb Equotip y durómetro Leeb Piccolo) [436]. Se observó que mientras mayor es la energía de impacto del equipo, mayor influencia se tendrá con el tamaño de bloque, con la cercanía a su borde y el contenido de humedad del mismo. Los durómetros fueron insensibles a estos factores, mientras que los martillos como el martillo Schmidt N, fueron sensibles a ellos. También se observaron correlaciones bajas entre los valores *L* del

durómetro Leeb con los valores R de los martillos Schmidt N y L (i.e. valores de R^2 entre 0,3 a 0,4 respectivamente) [436].

10.4.5. Gravedad específica

La necesidad de determinar la gravedad específica de los sólidos de la roca es el de calcular la relación de vacíos de la misma, a través del peso unitario de la misma. La *gravedad específica* de las parte sólida de la roca (G_s) es la relación de la densidad de lo sólidos respecto la densidad del agua (ρ_w), asumiendo un valor convencional de ésta de $1\,000\,\mathrm{kg\,m^{-3}}$ (Ecuación 10.10).

$$G_s = \frac{M_s}{V_s\,\rho_w} = \frac{\rho_s}{\rho_w} \tag{10.10}$$

A la densidad de los sólidos de la roca está ligado el concepto de *peso unitario de los sólidos* (γ_s) según la Ecuación 10.11, donde γ_w es el peso unitario del agua con valor convencional de $9{,}81\,\mathrm{kN\,m^{-3}}$.

$$\gamma_s = G_s\,\gamma_w \tag{10.11}$$

La gravedad específica de los sólidos de la roca se puede determinar por el método del picnómetro y por análisis petrográfico.

Método del picnómetro

En realidad este método fue desarrollado para determinar la gravedad específica de la parte sólida del suelo; está normalizado por ejemplo según la ASTM D854 [70]; sin embargo es posible usar para materiales rocosos si el mismo es pulverizado. Una vez pulverizado el material, se manipula el mismo como si fuera un suelo y se aplican todos los procedimientos de las recomendaciones para su ensayo.
Sin embargo, los valores encontrados no son exactos para el caso de materiales rocoso, debido a que la acción de pulverizar el mismo genera en algunos de sus minerales constituyentes su expansión, dando de este modo valores erróneos de la gravedad específica. Este error es mayor en materiales rocosos con minerales de tamaños visibles, y en menor proporción en aquellos con minerales del tamaño de las arcillas. De este modo, se recomienda en lo posible determinar este valor a través del método petrográfico.

Método petrográfico

Si un material rocoso está compuesto por n tipos de minerales, cada uno con una gravedad específica G_{si} y volumen de sólidos V_{si}, el valor de la gravedad específica global de los sólidos del material rocoso G_s se calcula luego de ponderar cada uno de los valores de los i minerales respecto a su propio volumen (Ecuación 10.12).

$$G_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} G_{si} V_{si}}{\sum_{i=1}^{n} V_{si}} \tag{10.12}$$

El volumen V_{si} para cada tipo de mineral se estima a través de medidas cuantitativas de proporciones de minerales en láminas delgadas con la ayuda del microscopio petrográfico. En este sentido se aplican técnicas estadísticas para estimar cada volumen a partir de medidas del área observada (i.e. análisis modal). La gravedad específica de cada mineral está disponible en bases de datos petrológicas. El Cuadro 10.6 muestra algunos de estos valores.

Cuadro 10.6 Gravedad específica de algunos minerales formadores de roca.

Mineral	Gravedad Específica, G_{si}
Galena	7,7 a 7,6
Pirita	4,9 a 5,2
Magnetita	4,4 a 5,2
Barita	4,3 a 4,6
Olivino	3,2 a 3,6
Piroxeno	3,2 a 3,6
Anhidrita	2,9 a 3,0
Dolomita	2,8 a 3,1
Biotita	2,8 a 3,1
Moscovita	2,7 a 3,0
Calcita	2,7
Clorita	2,6 a 3,0
Plagioclasa	2,6 a 2,8
Cuarzo	2,65
Calcedonia	2,6 a 2,64
Ortoclasa	2,5 a 2,6
Serpentina	2,3 a 2,6
Yeso	2,3 a 2,4
Halita	2,1 a 2,6

10.4.6. Peso unitario y densidad

El *peso unitario* del material rocoso es la relación de su peso W con su volumen bruto V_b (*bulk volume*), y la *densidad* es la relación de la masa con el volumen bruto[4]. Ésta última se relaciona con el peso unitario mediante la aceleración de la gravedad de la Tierra (g), asumida en este campo de aplicación igual a 9,81 $\mathrm{m\,s^{-2}}$ (Ecuación 10.13).

$$\gamma = \frac{W}{V_b} = \frac{M\,g}{V_b} = \rho\,g \tag{10.13}$$

El Cuadro 10.7 muestra la clasificación que se le da al material rocoso a partir de su densidad y peso unitario secos.

Cuadro 10.7 Clasificación de la roca según su densidad y peso unitario secos [20].

Densidad seca ρ_d en Mg $\mathrm{m^{-3}}$	Peso unitario seco γ_d en kN $\mathrm{m^{-3}}$	Descripción
$<$1,80	$<$17,7	Muy Baja(o)
1,80 a 2,20	17,7 a 21,6	Baja(o)
2,20 a 2,55	21,6 a 25,0	Media(o)
2,55 a 2,75	25,0 a 27,0	Alta(o)
$>$ 2,75	$>$ 27,0	Muy Alta(o)

La medida de la masa de la muestra de material rocoso es directa a través de una balanza, sin embargo la medida del volumen bruto de la muestra puede abordarse por dos métodos, dependiendo del tipo de muestra que se dispone; estos son: por medidas con calibrador para cuerpos de prueba de forma geométrica regular; y por el principio de Arquímedes para muestras de formas irregulares.

En el método del calibrador se usa un micrómetro para obtener las medidas geométricas de la muestra que es cortada con precisión a una forma geométrica regular, como ser un cubo, prisma o cilindro. El volumen de la muestra se obtiene de las ecuaciones de volumen de las formas geométricas regulares. Luego, se extrae una porción de la muestra para realizar el ensayo de contenido de humedad del material rocoso, para calcular la densidad en estado seco. Pese a la facilidad y precisión del método del calibrador, éste no es considerado un método estándar en la mayoría de las normas.

[4] Sobre la nomenclatura del peso unitario del material rocoso (que se extiende a la densidad del mismo): si el material contiene una determinada humedad éste se denota como γ y es necesario especificar para que contenido de humedad se refiere. Si el peso unitario fue obtenido para varias humedades del material, se pueden diferenciar con el número del porcentaje de humedad como subíndice de γ, por ejemplo γ_{15} indica el peso unitario del material rocoso para un contenido de humedad del 15 %. Si el peso unitario del material rocoso se obtiene para un estado seco, se denota γ_d; y para un estado saturado por γ_{sat}.

Por otro lado, para muestras de material rocoso no preparadas y de formas irregulares, se usa el principio de Arquímedes como base teórica para obtener el volumen bruto de la muestra. En este sentido, la muestra se cubre con cera antes de sumergirla, porque la intensión es conocer sólo el volumen formado por la superficie externa del material rocoso. En este ensayo, la determinación del contenido de humedad del material rocoso se recomienda hacerlo antes de cubrirla con cera.

10.4.7. Porosidad

En el material rocoso se distinguen al menos dos tipos de porosidad: la porosidad efectiva y la porosidad total. Éstas, en rocas, se expresan en porcentaje porque resultan ser de valores bajos.

Porosidad efectiva

La *porosidad efectiva*, también denominada *porosidad abierta* es la capacidad que tiene un material rocoso de contener fluidos y/o gases inter-conectados y a presión controlada sólo por condiciones hidrostáticas o hidrodinámicas. Se define como la relación entre el volumen de vacíos inter-conectados o llamados vacíos efectivos V_{ve} y el volumen bruto del material rocoso V_b (*Bulk Volume*) (Ecuaciones 10.14)

$$n_e = \frac{V_{ve}}{V_b} \times 10^2 \tag{10.14}$$

El valor de n_e varía por su definición entre 0 y 100, sin embargo típicos valores para el material rocoso son de 1 % para un Granito compacto a 50 % para una roca sedimentaria poco consolidada. En casos particulares puede alcanzar hasta de un 90 %, por ejemplo en conglomerados volcánicos. Esto depende de la distribución de tamaño de minerales y de la forma de los mismos. Por ejemplo, la roca podría alcanzar su mayor porosidad cuando está constituida por minerales esféricos de tamaño uniforme. Si tiene un empaquetamiento cúbico y con buenas características de esfericidad y uniformidad, puede tener una porosidad máxima de 47,6 %. Si los minerales tuvieran un empaquetamiento romboédrico alcanzaría a tener una porosidad de 26,0 %. Por otro lado, si el la roca tuviera un empaquetamiento cúbico pero con dos tamaños de minerales, presentaría una porosidad máxima de 15,2 %. El Cuadro 10.8 muestra valores típicos del peso unitario y porosidad efectiva de algunos materiales rocosos.

La forma de obtener el volumen de vacíos es por medio del método de imbibición de agua, de saturación o método del canastillo sumergido. Con este ensayo, se obtiene tanto el volumen de vacíos V_{ve} como el volumen bruto de la muestra V_b según las Ecuaciones

Cuadro 10.8 Valores típicos del peso unitario y porosidad efectiva de algunos materiales rocosos (Recopilado de [189, 384]).

Material rocoso	Peso unitario seco γ_d en kN m^{-3}	Porosidad Efectiva n_e en %
Andesita	21,6 a 23,1	10 a 15
Anfibolita	28,4 a 29,4	a
Arenisca	22,6 a 25,5	5 a 25
Basalto	26,5 a 28,4	0,1 a 1,0
Caliza	22,6 a 25,5	5 a 20
Carbón	9,8 a 19,6	10
Creta	16,7 a 22,6	30
Cuarcita	25,5 a 26,5	0,1 a 0,5
Cuarzo	27,6	–
Diabasa	28,4	0,1
Diorita	26,5 a 28	–
Dolerita	–	0,1 a 0,5
Dolomía	24,5 a 25,5	0,5 a 10
Esquisto	24,5 a 27,5	0,1 a 0,5
Gabro	29,4 a 30,4	0,1 a 0,2
Neis	26,5 a 29,4	0,5 a 1,5
Granito	25,5 a 26,5	0,5 a 1,5
Grauvaca	27,5	3
Lutita	21,6 a 27	0,15 a 0,2
Mármol	25,5 a 27,5	0,3 a 2
Micaesquisto	27,6	–
Pizarra	22,1 a 26,5	0,1 –1
Riolita	23,5 a 25,5	0,4 –0,6
Sal	20,6 a 21,6	5
Sienita	25,0	–
Toba	18,6 a 22,6	14 –40
Yeso	22,6	5

10.15, donde ρ_w es la densidad del agua, M_{sat} es la masa de la muestra saturada, M_s es la masa seca de sólidos y M_{sum} la masa de la muestra sumergida. Este ensayo no se aplica a aquellas rocas que son friables, expansivas o desleíbles. Para este último tipo de muestras se cubren las muestras con cera, antes de sumergirlas.

$$V_{ve} = \frac{M_{sat} - M_s}{\rho_w} \tag{10.15a}$$

$$V_b = \frac{M_{sat} - M_{sum}}{\rho_w} \tag{10.15b}$$

Como primer paso del ensayo, se determina el contenido de humedad del material rocoso (vea la Sección 10.4.1). Luego se procede a su saturación, para lo cual existen dos procedimientos:

- la muestra se sumerge por una hora en agua destilada sin burbujas de aire atrapadas en ella (i.e. agua *desaireada*)[5] dentro de una cámara hermética de vacío, que para agilizar la salida del aire de los espacios vacíos del material rocoso ésta se agita o golpea cada 15 minutos;
- la muestra se seca al horno a 105 ° por 12 horas, luego se introduce por 2 horas en una bomba de vacío disecadora (*vacuum dessicator*) y se rompe el vacío dentro del agua (i.e. agua destilada sin burbujas de aire atrapadas en ella).

La presión de la bomba de vacío que se recomienda aplicar para la saturación es de -0,8 kPa (-0,008 bar), sin embargo se vio que para algunos materiales rocosos esta presión no es suficiente para lograr la saturación y se recomienda someter la muestra a un valor de presión de hasta -70 kPa (0,7 bar). La muestra se satura por al menos dos horas, luego cada intervalo de tiempo se verifica el peso de la muestra en condición saturada pero seca en su superficie, hasta que se verifique la completa saturación e invariabilidad de su peso. Al final del proceso, la muestra se deja sumergida hasta el momento del ensayo.
De los dos métodos anteriores, el segundo es el más eficaz y el más usado para este fin. La Figura 10.13 muestra la cámara hermética de presión negativa y la bomba de vacío.
Ya para el procedimiento de ensayo, la muestra se introduce dentro de un canastillo en el agua y se mide el peso con una precisión de 0,1 g.No se tiene que exponer la roca al aire durante el proceso de trasladar ésta de la cámara de saturación al canastillo. Por tanto, uno

Figura 10.13 Cámara hermética de presión negativa usada para saturar la muestra para el ensayo de peso unitario, *1* Motor eléctrico accionador de la bomba, *2* bomba de rotación, *3* manguera, *4* cámara de Plexiglas, *5* tapas, *6* agua sin burbujas de aire, *7* muestra de material rocoso, *8* llave de paso para entrada del agua, *9* manómetro, *10* receptáculo de entrada de agua.

[5] *Agua desaireada* ó *agua de-aireada* son términos que se usan en el idioma español como anglicismo de la palabra *de-aired water*, sin embargo ninguna de ellas es válida.

desarma la cámara y pone la muestra en el canastillo dentro un tanque, el mismo que se usa en el método.
Luego de esto, se pesa la muestra de material rocoso fuera del agua, con su superficie seca (i.e. estado saturado con superficie seca). Como último paso, se pesa la muestra en estado seco, una vez que ésta haya estado sometida 24 horas en el horno a la temperatura de 105 °.
También se determina la porosidad efectiva del material rocoso a través del porosímetro de intrusión de mercurio, donde se estima la distribución de los poros basado en la ley de capilaridad que gobierna la penetración de líquidos no humectantes, como el mercurio, en poros pequeños. El principio con el que trabaja se basa en determinar el diámetro equivalente promedio de espacios vacíos según la ecuación de Washburn (Ecuación 10.16) que describe el flujo capilar en materiales porosos, donde d es el diámetro equivalente del espacio vacío, p es la presión aplicada en el medio, τ es la tensión superficial del mercurio, igual a 0,8 mPa, y φ es el ángulo de contacto sólido–mercurio que se asume constante e igual a 130 °.

$$d = -\frac{4}{p}\tau \cos\varphi \tag{10.16}$$

Otros métdos para la determinar la porosidad efectiva del material rocoso son por ejemplo el método de expansión de gases y el método de evaporación de agua.

Porosidad total

La *porosidad total* es la capacidad que tiene un material rocoso de contener fluidos y/o gases inter-conectados y atrapados, dada por la Ecuación 10.17a, donde el volumen total de vacíos V_{vt} es la suma del volumen de vacíos efectivos V_{ve} y el volumen de vacíos atrapados V_{va} (Ecuación 10.17b). Como algunos fluidos o gases no están inter-conectados (i.e. atrapados) éstos no están a una presión uniforme. Dependiendo del estado de esfuerzos a los que el material intacto esté sometido alrededor de los espacios vacíos atrapados, la presión en estos será distinta a la presión en los espacios vacíos inter-conectados.

$$n_{\mathrm{t}} = \frac{V_{\mathrm{vt}}}{V_{\mathrm{b}}} \times 10^2 \tag{10.17a}$$

$$V_{\mathrm{vt}} = V_{\mathrm{ve}} + V_{\mathrm{va}} \tag{10.17b}$$

La porosidad total se obtiene a partir del peso unitario total seco del material rocoso γ_{d} y el peso unitario promedio de la parte sólida de la misma γ_{s} (Ecuación 10.18). En este caso, el segundo se halla con la Ecuación 10.11.

$$n_{\mathrm{t}} = 1 - \frac{\gamma_{\mathrm{d}}}{\gamma_{\mathrm{s}}} \tag{10.18}$$

Porosidad efectiva *versus* porosidad total

La Figura 10.14a muestra un esquema del corte transversal de un material rocoso, en él se observan partículas minerales dentro de una matriz más fina y muy porosa. Las partículas minerales a la vez poseen en su interior poros cerrados y aislados, en su contorno poros abiertos y en contacto con la matriz. En algunos puntos de la matriz hay también espacios vacíos por causa de fisuras. La porosidad efectiva y la total de este material rocoso se muestran en las Figuras 10.14b y 10.14d, respectivamente. La Figura 10.14c muestra los espacios vacíos aislados que formaría parte, si se desea así llamar, de la *porosidad no-conectada*[6]. En la Figura 10.15 se muestran ampliaciones esquemáticas de los espacios vacíos de los poros cerrados, los espacios por micro-fisuras y los espacios vacíos interconectados.

Por lo general la porosidad efectiva es de 5 % a 10 % menor que la porosidad total, en algunas rocas plutónicas y metamórficas esta proporción es menor, sin embargo en rocas volcánicas la proporción puede ser mucho mayor aún.

Si esta proporción es menor a 2 %, no tiene mucha utilidad hacer la diferencia y se toma el valor más fácil de obtener que es la porosidad efectiva; cuya notación es n. Más aún, si en algún texto no se hizo la diferencia entre estos dos tipos de porosidad, es muy probable que se refiera a la porosidad efectiva.

El Cuadro 10.9 muestra la clasificación que se propone para los materiales rocosos tomando en cuenta cualquiera de los dos tipos de porosidad.

Cuadro 10.9 Clasificación del material rocoso según su porosidad.

Porosidad n en %	Clasificación
< 1	Muy Baja
1 a 5	Baja
5 a 10	Media Baja
10 a 15	Media Alta
15 a 30	Alta
> 30	Muy Alta

Otros tipos de porosidad

La porosidad total de materiales rocosos formados a partir de sedimentos (e.g. areniscas, lutitas) conlleva una serie de factores no comunes en otro tipo de origen de rocas. Estos

[6] La *porosidad no-conectada* es característica de los materiales rocosos y no es muy notoria en el suelo o donde se la ignora.

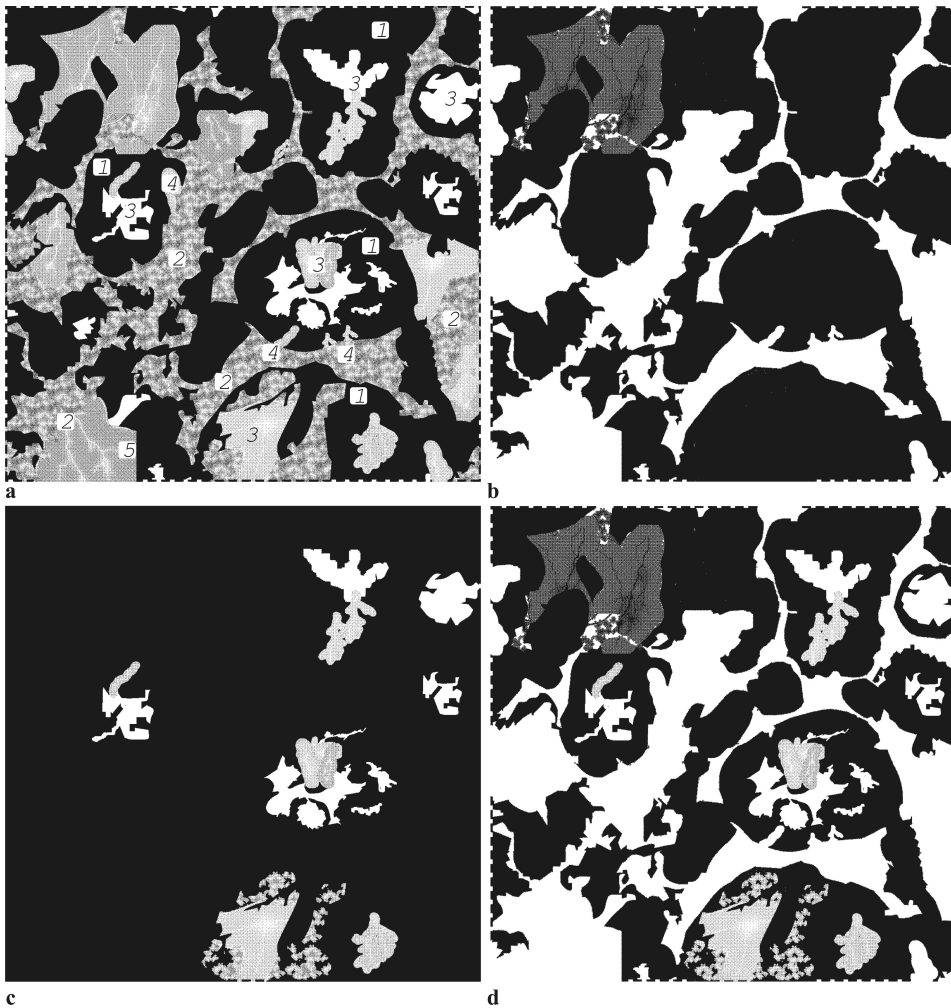


Figura 10.14 Diferencia entre porosidad efectiva y porosidad total. **a** Sección del material rocoso; **b** porosidad efectiva; **c** porosidad aislada, **d** porosidad total: *1* partículas minerales, *2* matriz muy porosa, *3* poros cerrados y aislados, *4* poros abiertos de las partículas en contacto con la matriz, *5* fisuras en la matriz.

factores son: la velocidad con la que el sedimento encima de ella incrementó en su historia geológica; la altura y tipo de la sobrecapa; y la composición del fluido que retiene la roca. Con el tiempo, la porosidad total cambia y se creó otro sistema de porosidad que puede ser independiente de la anterior, pero llegar a tener una *porosidad dual*. De este modo, se

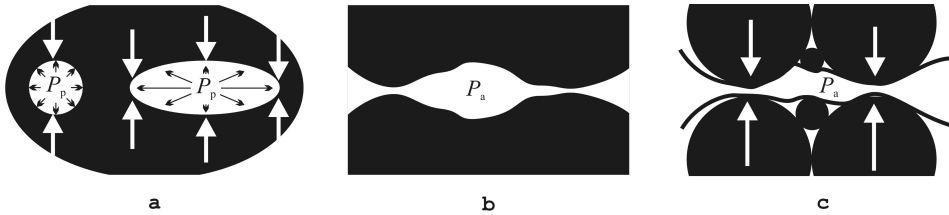


Figura 10.15 Esquemas de los espacios vacíos presentes en un material rocoso. **a** Poros cerrados; **b** espacios vacíos de fisuras o micro-fisuras; **c** espacios vacíos inter-conectados entre partículas minerales: P_p presión en el poro cerrado, P_a presión en los espacios abiertos.

diferencia a la porosidad inicial como *porosidad primaria* y a la que se formó luego como *porosidad secundaria*.
Este concepto se extiende a cualquier tipo de roca, siendo la porosidad secundaria la que se desarrolla después de una inicial adquirida de origen (i.e. innata). Es por esta razón que la porosidad primaria se denomina también inter-granular o inter-mineral, debido a que existe en el material desde el momento en que se forma y depende de la uniformidad y tamaño de los granos minerales o partículas y la forma de empaquetamiento.
Si se diferencia la causa de la formación de la porosidad secundaria, se puede re-clasificar ésta como: porosidad de fisuras y fracturas (*fracture porosity*), o porosidad cavitacional (*vuggy porosity*) generada por la disolución de macro-fósiles; por ejemplo.
Esta diferenciación de porosidad depende también del nivel de escala. Por ejemplo en un macizo rocoso de material rocoso poroso con varias familias de discontinuidades, se diferencia a esta escala como porosidad primaria aquella igual a la porosidad efectiva del material rocoso, y como porosidad secundaria a aquella formada por la red inter-conectada de discontinuidades. De ahí resulta el concepto de permeabilidad primaria y secundaria, si se asume un macizo rocoso equivalente y homogéneo a la escala de trabajo y desde el punto de vista hidráulico.

Cantidad relativa de sólidos

El indicador de la *cantidad relativa de sólidos* P_s en un determinado volumen de roca se obtiene con la siguiente expresión (Ecuación 10.19), donde n es la porosidad del material rocoso y e es la relación de vacíos.

$$P_s = \frac{n}{e} = 1 - n \tag{10.19}$$

10.4.8. Ensayo de permeabilidad

El ensayo de permeabilidad en material rocoso está orientado a encontrar el coeficiente de permeabilidad efectiva del mismo, si se asume éste como homogéneo desde el punto de vista hidráulico en la dirección por donde el fluido circula. Al coeficiente de permeabilidad efectiva del material rocoso también se lo conoce como el coeficiente de permeabilidad primaria del macizo rocoso.
La permeabilidad de un material rocoso brinda información sobre la interconexión continua de vesículas (*vesicles*), intersticios, tubos de lava y/o entre otras inconformidades presentes en material rocoso, para el paso de un fluido en una determinada dirección.
Los ensayos de permeabilidad de carga constante o de carga variable, de bomba de flujo, de pulso transitorio (*transient pulse test*), edométricos y los triaxiales se usan para la determinación del coeficiente de permeabilidad primaria del material rocoso en la dirección axial al cuerpo de prueba cilíndrico.
Referente a los ensayos de permeabilidad de carga, éstos tienen errores en su estimación en lo que se refiere al tiempo de respuesta inicial para pasar de un flujo transitorio al flujo estacionario. Este tiempo de respuesta puede variar desde una fracción de minuto para Areniscas, a más de 200 minutos para una muestra de Arcillolitas [315]. Los errores en las medidas de permeabilidad debidas a esta respuesta transitoria pueden evitarse con el método de la *bomba de flujo*.
Los ensayos de pulso transitorio planteados se usan para determinar el coeficiente de permeabilidad efectiva de materiales rocosos de baja permeabilidad o casi impermeables, y para evaluar de forma cuantitativa las variaciones en la carga hidráulica y las correspondientes distribuciones del gradiente hidráulico en el cuerpo de prueba ensayado.En Mata & Ledesma [291] se describe una metodología conveniente para la medida basada en el concepto del ensayo de pulso.
El ensayo edométrico y el ensayo en celda triaxial tienen las ventajas de poder determinar el coeficiente de permeabilidad efectiva del material rocoso a un estado de tensiones dado; debido a que este coeficiente depende del estado de esfuerzos al que está sometido. En este sentido, las micro-fisuras planas son mucho más susceptibles a cerrarse a esfuerzos normales a sus planos que los poros esféricos. Esto puede ser útil para determinar inclusive la cantidad de micro-fisuras presentes en un material rocoso y el aporte de los mismos en su permeabilidad.

10.4.9. Pruebas de rebote

Los valores obtenidos con el martillo de Schmidt están influenciados por el material que se encuentra a una profundidad grande detrás de la superficie de ensayo, por lo que para el

caso de pruebas en laboratorio es conveniente la estandarización de una superficie sobre la cual se realizan los ensayos y no hacer ensayos sobre muestras de espesor menor a 120 mm. Las pruebas de rebote sobre núcleos de roca se realizan con una *cuna* metálica que apoya el martillo en posición vertical y sobre otra cuna (porta muestras o base de acero) que sujeta el núcleo. Ésta última tiene que pesar como mínimo 20 kg (Figura 10.16).

Para el caso de cuerpos de prueba cilíndricos, se debe emplear como mínimo tamaños NX (i.e. 55 mm de diámetro) cuando se usan martillos tipo L ó tamaños PX (85 mm de diámetro) cuando se usa el martillo tipo N. Además, los cilindros tienen que tener una relación altura–diámetro $2 < {}^{L}/_{D} < 2{,}5$.

Cuando se usan cuerpos de prueba cilíndricos se recurre al método de Deere & Miller, que consiste en registrar tres lecturas diametrales a lo largo de la generatriz del núcleo cada 45° de rotación. El valor de R se obtiene luego de promediar un total de 24 lecturas, donde se desechan las lecturas erróneas. Sin embargo, es posible usar cualquiera de los procedimientos descritos en el Cuadro 9.2 mostrado en la sección 9.3 del Capítulo 9.

Si se usan bloques cúbicos, el lado tiene que medir al menos 11 cm, para alcanzar el volumen crítico, a partir del cual no se presentan cambios significativos en los resultados del valor R. Para cubos de ensayo de lado menor al crítico (a), se recomienda corregir el va-

Figura 10.16 Porta muestras y placa de base de la prueba de rebote con martillo Schmidt en laboratorio.

lor de rebote medido (R_m) mediante la Ecuación 10.20 para obtener el valor correcto (R_c); donde la unidad de a se especifica en centímetros [141][7].

$$R_c = 2{,}6914\,(11 - a) + R_m \tag{10.20}$$

Si se razona un poco más, a partir de conocer que el lado crítico de una muestra cúbica es de 11 cm, se podría afirmar que el peso y la altura para cualquier forma de cuerpo de prueba tienen que superar respectivamente $24\,\mathrm{kNm^{-3}}\,0{,}11^3\,\mathrm{m^3}$ (i.e. 3,3 kg) y 110 mm, para evitar la influencia del tamaño del cuerpo de prueba en los valores de *R*. Esto restringiría aún más la forma de ensayar y el tamaño de los cilindros, por ejemplo. Debido a que para un martillo tipo L se necesitaría al menos un cuerpo de prueba de 95 mm de diámetro y relación altura-diámetro de 2, y sólo se podría ensayar a carga axial, para no tener un efecto de escala en los valores de *R*. Ante tantas normas, estudios y recomendaciones, la decisión es de la persona que usará los resultados de este ensayo y de la disposición de las muestras.
Se aconseja hacer la calibración del equipo en yunques metálicos de calibración específicos para la energía del martillo; donde en diez lecturas se tiene que calcular una dispersión de ± 2 unidades, para lecturas en la escala de valor diez.
La Figura 10.17 muestra una correlación entre la resistencia a compresión uniaxial σ_{ci} con el valor *R* de un martillo Schmidt Tipo L para el caso del concreto. Como se puede observar en esta gráfica, la resistencia a compresión uniaxial de una muestra depende de la posición del disparo y de la forma de la muestra. Este mismo comportamiento se observará en muestras de material rocoso, por lo que se recomienda hacer ensayos para determinar dichas curvas para cada material rocoso antes de una aplicación masiva de los resultados de este ensayo.

10.4.10. Velocidad de propagación de ondas sónicas y ultrasónicas

El ensayo para medir la velocidad de propagación de ondas ultrasónicas en el material rocoso (i.e. ondas de sonido más allá del espectro detectable por el oído humano) es otro ensayo de laboratorio no-destructivo que está especificado en la norma ASTM D2845: *Determinación en laboratorio de velocidades de pulso y constantes elásticas de ultrasonido de la roca* [36]. Su objetivo es medir dos propiedades acústicas del material rocoso: la velocidad de propagación de las ondas elásticas y el grado de atenuación de éstas. Este ensayo también es conocido en Francia como ensayo *Pundit*; sin embargo, en la literatura

[7] La experiencia que resultó en la ecuación de corrección (Ecuación 10.20) fue hecho con un martillo Schmidt tipo L posicionado en posición vertical en dirección hacia abajo y con una masa metálica de 20 kg como base, sin embargo los autores no restringen su aplicación para el martillo tipo N.

se observa que este nombre se usa más para un ensayo del mismo principio pero hecho en el material rocoso *in-situ* (i.e. a las condiciones locales de humedad y de esfuerzos).
Con éste ensayo es posible tener una medida indirecta de la propagación de fisuras del material rocoso durante la aplicación de esfuerzos, si se se observa la variación de la velocidad de propagación en el cuerpo de prueba durante el ensayo. En la Figura 10.18 se muestra cómo las velocidades de propagación de ondas de ultra-sonido, longitudinal y transversal, varían con la aplicación del esfuerzo en una prueba de resistencia a compresión uniaxial. Antes de llegar a la resistencia máxima, la velocidad de propagación se incrementa debido al cierre de espacios vacíos en el material rocoso, y después de la resistencia máxima se observa cómo estas velocidades decrecen a una velocidad mayor, debido a la propagación de fisuras y coalescencia de las mismas.
Aparte de las propiedades ya mencionadas, el ensayo puede correlacionarse con otras propiedades físicas, tales como: propiedades dieléctricas (e.g. polarización dieléctrica, ondas electromagnéticas), propiedades de conductividad térmica, y propiedades magnéticas (e.g. magnetismo mineral, magnetización de la roca).
El método tradicional, llamado de transmisión directa por ondas P, de ondas de compresión ó de ondas paralelas; usa dos transductores en caras opuestas del cuerpo de prueba (Figura 10.19). Las ondas que se emiten a la roca a través de un emisor de ondas P, de 40 dB a 60 dB y con cristales con frecuencia de 200 kHz, se coloca en un extremo del cuerpo de prueba; y el receptor, uno de 30 MHz en banda ancha, se posiciona al lado opuesto del cuerpo de prueba.

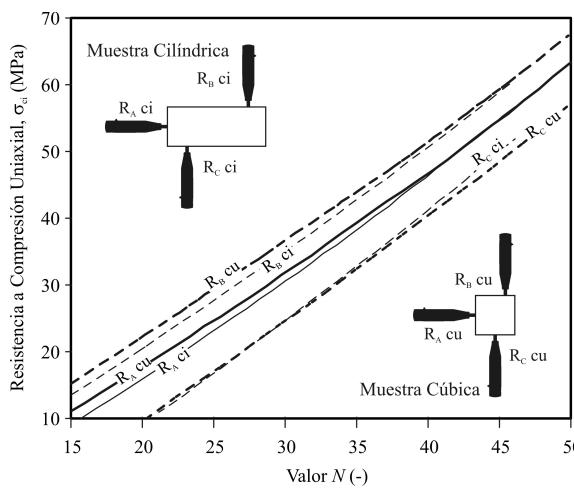


Figura 10.17 Correlación de σ_{ci} con R, obtenida con un martillo Schmidt tipo L en cuerpos de prueba de concreto.

Las amplitudes de la onda se modulan desde un rango de 100 µJ a 400 µJ. El tiempo de viaje del pulso es menor a 5 ns. Por tanto, se implementa una tarjeta de adquisición de datos con una razón de 40 MHz y una resolución de 8 bits. Si el emisor tiene un diámetro D_e, la longitud donde se propaga la onda tiene que ser de al menos cinco veces ese diámetro ($H = 5D_e$), sin embargo los cuerpos de prueba tienen una relación $^H/_D < 3$ por lo que se admite esta longitud reducida. Los equipos están diseñados para desempeñar el ensayo en núcleos NX.

El resultado que se obtiene de este ensayo es la velocidad de propagación de la onda P promedio, denotada como V_P y su desviación estándar y su coeficiente de variación de Pearson; obtenidas por al menos 20 medidas y si se asume una distribución normal. El Cuadro 10.10 muestra los resultados de uno de estos ensayos hecho en nueve muestras para un estudio que tenía el objeto de predecir los parámetros elásticos dinámicos de algunos materiales rocosos. En este caso se asumió una distribución t-student.

Con el método de transmisión directa por ondas P también es posible deducir el grado de la ortotropía del material rocoso, si se observa diferencias no por asar de la velocidad de propagación a diferentes posiciones del cuerpo de prueba que se ensaya. Si se ensaya el cuerpo de prueba en la dirección axial y luego en la dirección perpendicular a la última, se puede obtener el *índice de anisotropía* o de *índice de ortotropía* I_a, donde $V_\parallel$ es la velocidad de propagación paralela al eje del cuerpo de prueba y $V_\perp$ es el perpendicular a éste (Ecuación 10.21).

$$I_a = \frac{V_\parallel - V_\perp}{V_\perp} \tag{10.21}$$

Asimismo, el método de transmisión directa por ondas P posibilita definir la homogeneidad, coherencia y continuidad del material rocoso, esto para fines de definir muestras de

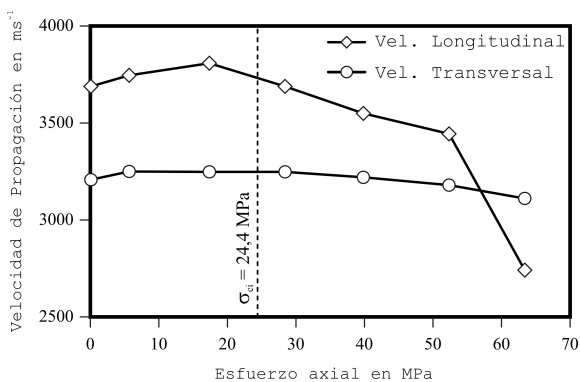


Figura 10.18 Lecturas de velocidades de propagación de ondas ultrasónicas en una Arenisca del Municipio de Içara en el estado de Santa Catarina, Brasil. Muestra cilíndirca de 54 mm de diámetro, $^H/_D = 1{,}4$ y γ_d de 21 kN m^{-3} [347].

Cuadro 10.10 Velocidad de propagación de ondas ultrasónicas de algunos materiales rocosos, distribución t-student [250].

Material rocoso	V_P en $m\,s^{-1}$		
	V_P	σ	C_v en %
Dacita	3500	310	8,86
Caliza biosparítica	5780	90	1,56
Caliza sparitica cristalizada	5750	460	8
Caliza biomicrita	5130	360	7,02
Caliza sparítica arenosa	3520	470	13,35
Caliza muy porosa	3740	270	7,22
Epido-amfibolita	6160	260	4,22
Mármol	4880	20	0,41
Listwanita	5300	690	13,02

semejantes características para ensayos destructivos. Por ejemplo, si se conoce la composición mineralógica de la roca, se puede obtener el *índice de continuidad* (I_c) según la Ecuación 10.22; donde V_p es la velocidad de propagación medida y V_t es la velocidad de propagación teórica obtenida a partir de los minerales constituyentes del material rocoso. Ésta última se obtiene con la Ecuación 10.23, donde V_{ti} es la velocidad de propagación de ondas P de cada mineral constituyente del material rocoso y c_i es el porcentaje presente de dicho mineral en el mismo (e.g. minerales de calcita con V_P igual a $6660\,m\,s^{-1}$, anfíboles con V_P igual a $7210\,m\,s^{-1}$).

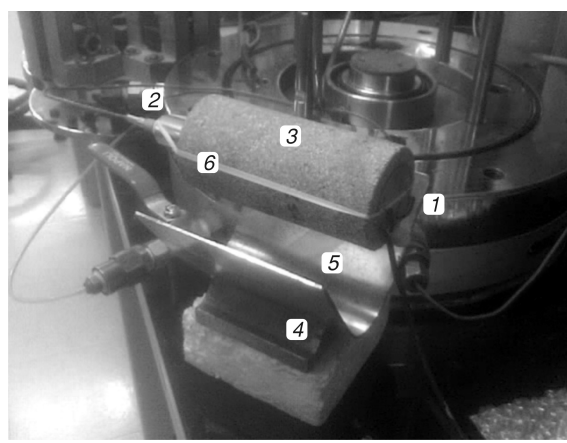


Figura 10.19 Ensayo de propagación de ondas ultrasónicas de transmisión directa por ondas P: *1* emisor, *2* receptor, *3* cuerpo de prueba, *4* soporte base, *5* apoyo de cinta adhesiva, *6* caucho de sujeción del emisor y receptor.

$$I_c = \frac{V_P}{V_t} \tag{10.22}$$

$$V_t = \sum V_{ti}\, c_i \tag{10.23}$$

El índice de continuidad nunca es igual a uno, y posibilita estimar la proporción de microfisuras dentro del material rocoso. Además, describe en forma indirecta el grado de compactación del mismo.
También fue planteado un índice similar al anterior, éste se llama *índice de calidad* (I_q) [163]). Este índice corresponde a la relación de la velocidad de propagación de la onda a través del material rocoso alterado (e.g. por meteorización, micro-fracturación) (i.e. el mismo V_P) con la velocidad de propagación de la onda del material rocoso fresco e inalterado (V_{PI}) (Ecuación 10.24), donde el Cuadro 10.11 muestra valores característicos de V_{PI} para algunos materiales rocosos.

$$I_q = \frac{V_P}{V_{PI}} \tag{10.24}$$

Cuadro 10.11 Velocidad de propagación de ondas ultrasónicas de algunos materiales rocosos inalterados [163].

Material rocoso	V_{PI} en $m\,s^{-1}$	
	Límite inferior	Límite superior
Gabro	7000	
Basalto	6500	7000
Caliza	6000	6500
Caliza Dolomítica	6500	7500
Granito	5500	6000
Cuarcita	6000	

Este último índice fue correlacionado con la porosidad total con la expresión de la Ecuación 10.25 [163]. No obstante, esta relación no es muy razonable, debido a que para que *Qi* sea igual a 100 la porosidad total de la roca debería ser igual a cero, y por lo general una roca fresca carece de poros. De este modo aquí se plantea la siguiente expresión (Ecuación 10.26), donde n_{ti} es la porosidad total del material rocoso fresco y n_{ta} es la porosidad total de la roca alterada.

$$Qi = 100 - 1{,}6\, n_t \tag{10.25}$$

$$Qi = 100 - 1{,}6\,(n_{ta} - n_{ti}) \tag{10.26}$$

Un segundo método requiere que no sólo sea medida la velocidad de propagación paralela, sino que también se mida la velocidad de propagación de ondas de corte V_s (también llamada velocidad de propagación transversal). Con la anterior velocidad y ésta última es posible obtener las propiedades dinámicas elásticas del material rocoso: el módulo elástico E_{id}, el módulo de corte G_{id}, la relación de Poisson ν_{id} dinámicos, según las Ecuaciones 10.27, donde ρ es la densidad del material rocoso. En este caso se asume un material continuo, homogéneo, lineal y elástico.

$$E_{id} = \frac{3V_p^2 - 4V_s^2}{V_p^2 - V_s^2} G_{id} \tag{10.27a}$$

$$G_{id} = V_s^2 \rho \tag{10.27b}$$

$$\nu_{id} = \frac{V_p^2 - 2V_s^2}{2\left(V_p^2 - V_s^2\right)} \tag{10.27c}$$

Se comenta que con fines de comparación de las velocidades de propagación de ondas de ultrasonido en material rocoso en laboratorio con las correspondientes en campo; los cuerpos de prueba se ensayan a un estado de esfuerzos similar a las encontradas *in-situ*, o al menos a la misma compresión uniaxial. Esto se usa para evaluar la calidad del macizo rocoso.

10.4.11. Coeficiente de restitución

El coeficiente de restitución de una partícula de una masa dada, forma y material (COR: *Coefficient of Restitution*, denotado por C_R) es un parámetro adimensional que cuantifica el cambio de velocidad de ésta cuando impacta contra otra, de masa semejante también en movimiento, ó contra una superficie de gran masa y sin movimiento. Si el impacto se da según el primer caso, el coeficiente de restitución es igual a la relación de la diferencia de velocidades de ambos cuerpos después y antes del fenómeno; mientras que, si el impacto se rige según las condiciones del segundo caso, este coeficiente se representa por la relación de la velocidad de la partícula en movimiento después del impacto con la misma antes del impacto (Ecuación 10.28).

$$C_R = \frac{-\mathbf{v_f}}{\mathbf{v_i}} \tag{10.28}$$

Si la experiencia se realiza con la partícula en caída libre desde una altura H sobre una superficie plana y horizontal, el C_R se reduce a la siguiente ecuación escalar (Ecuación 10.29), donde h es la altura de rebote de la partícula después del impacto.

$$C_{\mathrm{R}} = \left(\frac{h}{H}\right)^{\frac{1}{2}} \tag{10.29}$$

Este coeficiente también se puede obtener de la relación de energías cinéticas de la partícula después y antes del impacto. El coeficiente de restitución de materiales rocosos se usa para el estudio y modelos de caídas de bloques de roca en laderas naturales o artificiales, una amenaza común en estructuras civiles lineales como carreteras, vías férreas y dúctos.
Con base al fundamento teórico del coeficiente de restitución se tiene conocimiento de pocos diseños de ensayos de laboratorio, aún no estandarizados, para estimar el mismo en materiales rocosos. Todos estos ensayos se basan en repetir y asemejar en laboratorio el fenónmeno de caída de rocas sobre una superficie del mismo material a varias inclinaciones (e.g. de 10° a 70°).
Unos investigadores ensayaron la caída de partículas esféricas metálicas de 40 mm de diámetro sobre una superficie de material rocoso [352, 230], otros emplearon partículas de roca sin ninguna forma geométrica definida o partículas de rocas artificiales de forma geométrica definida (i.e. creados con materiales aglomerantes, de formas esféricas, cúbicas, cilíndricas y dodecahédricas) para un ensayo semejante al anterior [113]. Los diámetros de esferas equivalentes de las partículas variaron de 40 mm a 76 mm y las alturas de caída ensayadas variaron de 0,8 m a 1,6 m. El Cuadro 10.12 muestra valores de coeficientes de restitución de algunos materiales rocosos [230].

Cuadro 10.12 Coeficiente de restitución de materiales rocosos [230].

Material rocoso	Coeficiente de restitución C_{R}
Caliza	0,896 a 0,915
Arenisca de grano grueso	0,801 a 0,895 (0,851)
Granito de grano fino	0,809
Mármol	0,868

Si la partícula no sufre degradación durante el impacto, se pueden emplear las técnicas de análisis dimensional para encontrar el valor numérico del coeficiente de restitución para varias formas amorfas mediante modelos reducidos de laboratorio.

10.5. Ensayos indirectos básicos

10.5.1. Carga puntual simple

Existen como mínimo cuatro tipos de ensayos de carga puntual simple: el ensayo tipo Franklin y el tipo Louis, ambos para cuerpos de prueba cilíndricos; y dos métodos para para muestras irregulares. Según el índice de carga puntual simple corregido (I_{s50}) se propone la siguiente clasificación del material rocoso (Cuadro 10.13).

Cuadro 10.13 Clasificación del material rocoso a partir del I_{s50}.

Clasificación	I_{s50}
Muy alta resistencia	> 8
Alta resistencia	4 a 8
Mediana resistencia	2 a 4
Baja resistencia	1 a 2
Muy baja resistencia	< 1

La ventaja de este grupo de ensayos es que se puede estimar la resistencia a compresión uniaxial o tracción de la roca con muestras de campo irregulares, sin ninguna exhaustiva preparación y con un equipo portátil, fácil de construir y económico. No obstante los resultados son poco confiables.
El equipo puede constar de un marco estructural rígido tipo prensa de compresión, un cilindro hidráulico de seis toneladas-fuerza de capacidad (i.e. 59 kN), dos puntas cónicas metálicas de acero inoxidable de alta dureza, una bomba hidráulica manual y un manómetro calibrado para obtener una correlación de la presión en el gato con la fuerza aplicada a las puntas (Figura 10.20).

Cilíndrica Franklin

Este ensayo de carga puntual fue propuesto en forma sistemática por Broch & Franklin [96], sin embargo se tiene conocimiento del mismo desde 1950 [447]. En este ensayo se mide la fuerza requerida para romper una muestra de roca comprimida entre dos puntas cónicas de acero truncadas en esferas (Figura 10.20b).
En el caso del ensayo diametral, la rotura se produce en un plano paralelo al eje de carga. Este ensayo está normalizado según la norma ASTM D5731 [64] como del Tipo A y determina el *índice de resistencia a carga puntual* I_s en rocas en estado seco o húmedo (Ecuación 10.30), donde P es la carga de rotura y D es la distancia entre las puntas.

$$I_s = \frac{P}{D^2} \tag{10.30}$$

Los valores I_s se corrigen a un valor normalizado I_{s50} (correspondiente a una muestra cilíndrica de 50 mm de diámetro) a través de la expresión de la Ecuación 10.31. Si el diámetro está próximo a 50 mm el exponente de la expresión es igual a 0,5.

$$I_{s50} = \left(\frac{D}{50}\right)^{0,45} I_s \tag{10.31}$$

Son recomendables al menos entre 12 muestras, pero con preferencia 24 muestras, con dimensiones entre 30 mm y 85 mm y una relación altura-diámetro $2 < {}^{H}/_{D} < 2{,}5$. Se anulan los dos valores más altos y más bajos de cada serie, así como los valores correspondientes a rocas que no han fallado a través de los puntos de carga. De los valores sobrantes, se realiza un promedio, cuyo resultado da el valor final del índice a la resistencia a carga puntual, corregido y normalizado I_{s50}.

La rotura se produce por la aparición de grietas paralelas al eje de carga. La Figura 10.21 muestra las formas de aplicar la carga en los cuerpos de prueba y las distintas formas de ruptura aceptadas por el ensayo.

No se aconseja hacer el ensayo de carga puntual simple en rocas blandas con $I_s < 0{,}1$ MPa (i.e. $\approx c < 2$ MPa). Asimismo, la correlación con la resistencia a compresión uniaxial es sólo válida a partir de $I_{s50} > 1$ MPa. Para rocas anisótropas se procura que la dirección de carga sea paralela o perpendicular al eje de simetría y se analiza la resistencia en cada direc-

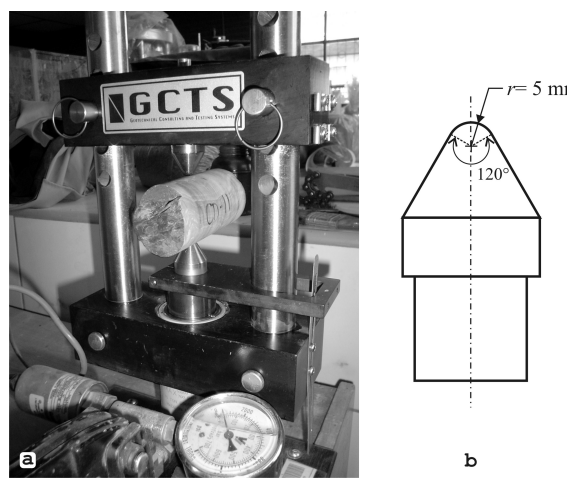


Figura 10.20 Máquina de ensayo de carga puntual. **a** Prensa; **b** detalle de la punta cónica.

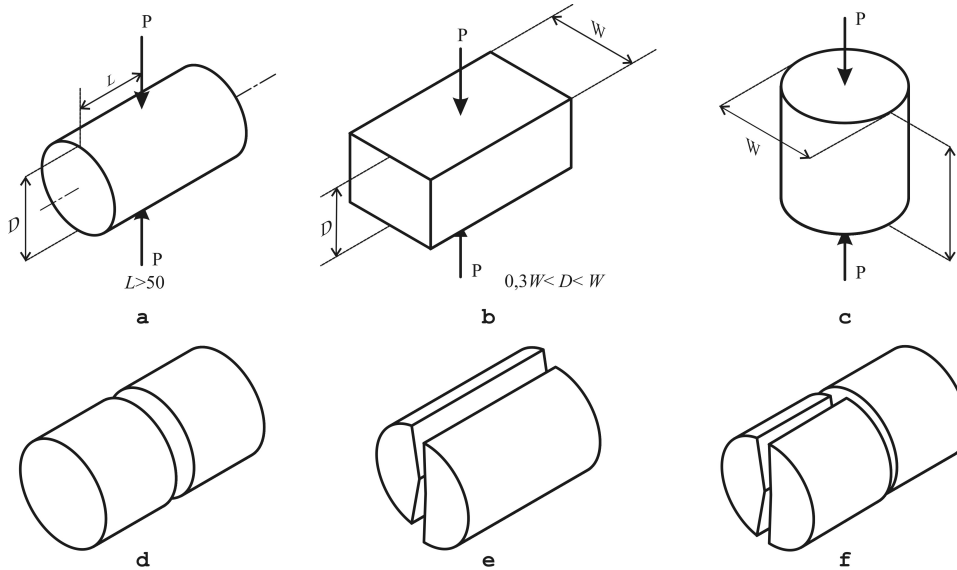


Figura 10.21 Ensayo de carga puntual simple cilíndrica Franklin. **a**, **b** y **c** Aplicación de la carga en el núcleo; **d**, **e** y **f** formas aceptadas de aplicar la carga para el ensayo de carga puntual axial.

ción independiente de las otras . Sin embargo, en rocas sedimentarias blandas (e.g. lutitas), la experiencia recomienda ensayar en una dirección perpendicular a la estratificación.

Cilíndrica Louis

El ensayo de carga puntual cilíndrica Louis se menciona como ensayo de carga axial Tipo B en la norma ASTM D5731 [64]. Se ejecuta por lo general en núcleos donde el diámetro se corrige para hallar uno equivalente *D*e a través de la Ecuación 10.32, donde *A* es el área de la sección transversal de la muestra. La Figura 10.22 muestra la forma de aplicar la carga y las distintas formas de ruptura aceptadas por el ensayo.

$$D_{\mathrm{e}} = \frac{4A}{\pi} \tag{10.32}$$

Irregular o *Lump test*

Este ensayo se llama también ensayo *Lump* o puntual simple en muestra irregular. Se emplea cuando la muestra ensayada es un trozo de roca de geometría irregular. En este caso,

se sustituye la variable D de la Ecuación 10.30 por una variable equivalente D_e (Ecuación 10.33).

$$D_e = \left(\frac{4DW}{\pi}\right)^{0,5} \tag{10.33}$$

Cuando se ensayan muestras irregulares, éstas no requieren preparación; pero es importante ensayar más muestras, por lo menos veinte. La dimensión menor de la muestra D no debe ser menor a 30 mm ni más de 85 mm, con una dimensión preferencial de 50 mm. La relación D/W se recomienda que esté entre $1/3$ a 1, y con preferencia cerca de 1; mientras que la distancia L en por lo menos $0,5\,W$; y tanto la forma como el tamaño deben estar de acuerdo con las recomendaciones que se muestran en la Figura 10.23. Se verifica también que los lados de la muestra estén libres de irregularidades abruptas que puedan generar concentración de esfuerzos.

Correlaciones con I_{s50}

Se encontró que existe una relación directa de la resistencia a compresión uniaxial (σ_{ci}) con el índice de carga puntual simple I_{s50} a través de un factor k_{50}, que puede variar de 15 a 25 para todas las rocas en general ó de 10 a 50 para el caso de rocas anisótropas. Palmström [324] encontró que los valores de k_{50} varían en función a σ_{ci} según lo que se muestra en el Cuadro 10.14, valores que no podrían emplearse para estimar la misma resistencia a compresión uniaxial de la roca.

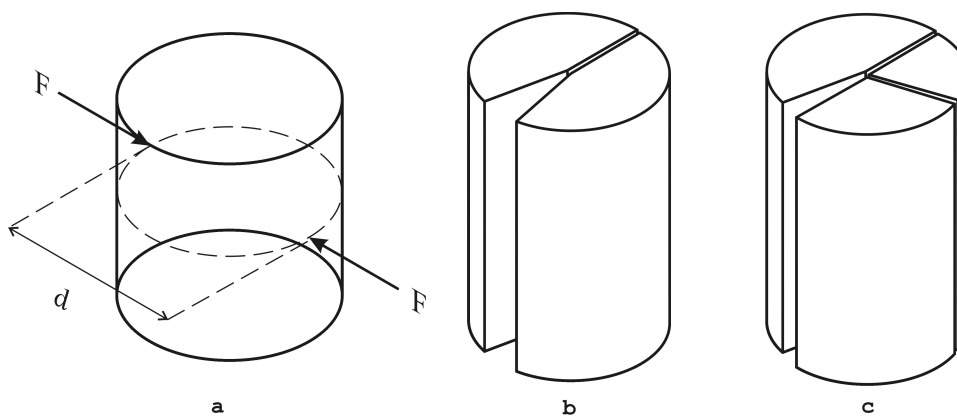


Figura 10.22 Ensayo de carga puntual simple cilíndrica Louis. **a** Aplicación de la carga en el núcleo; **b** y **c** formas aceptadas de aplicar la carga para el ensayo de carga puntual diametral.

Cuadro 10.14 Valores de k_{50} para diferentes rangos de σ_{ci} [324].

σ_{ci}	I_{s50} en MPa	k_{50}
25 a 50	1,8 a 3,5	14
50 a 100	3,5 a 6	16
100 a 200	6 a 10	20
> 200	> 10	25

Las correlaciones más conocidas entre el I_{s50} y σ_{ci} son las de Deer & Miller [140], [96], [85] y las recomendaciones de la ISRM [234]. Asimismo existen al menos 33 correlaciones entre el I_{s50} y σ_{ci} (Cuadro 10.15). No obstante, existe una cierta cantidad de referencias que comentan acerca de la poca confiabilidad de todas las correlaciones hasta ahora propuestas [195, 386, 206]. Se afirma que el error de estimación puede ser hasta del 100 %. También, Bienawski [83] ya afirmaba que el ensayo de carga puntual simple no debía realizarse para rocas con resistencia a compresión uniaxial inclusive menor a 25 MPa. Por otro lado, los resultados de Guidicini *et al.* [200] encontró también que para valores altos de σ_{ci} (i.e. mayores a 150 MPa) los resultados de este tipo de ensayo deberían manejarse con cierta reserva.

La Figura 10.24 muestra las correlaciones del Cuadro 10.15. Se puede observar que para un valor de I_{s50} la variabilidad de posibles valores de σ_{ci} es muy amplia. De este modo, para estimar la resistencia a compresión uniaxial en muestras de material rocoso no es recomendable sólo ensayar éstas a carga de puntal simple, inclusive ni siquiera para primera estimaciones.

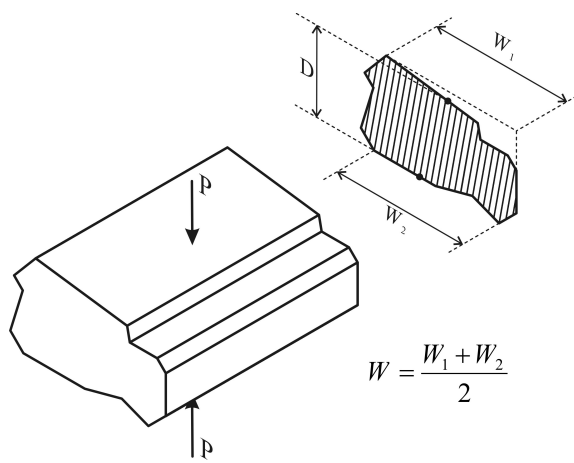


Figura 10.23 Formas irregular para el ensayo de carga puntual.

Cuadro 10.15 Ecuaciones de regresión de σ_{ci} con I_{s50}.

Ecuación	Tipo de Roca	Referencia
$\sigma_{ci} = 15{,}3 I_{s50} + 16{,}3$	Todas en general	[135]
$\sigma_{ci} = 20{,}7 I_{s50} + 29{,}6$	Todas en general	[140]
$\sigma_{ci} = 16 I_{s50}$	Todas en general	[170, 182]
$\sigma_{ci} = 24 I_{s50}$	Todas en general	[96]
$\sigma_{ci} = 23 I_{s50}$	Todas en general	[85, 425]
$\sigma_{ci} = 22 I_{s50}$	Todas en general	[98]
$\sigma_{ci} = (14 + 0{,}175 D)\, I_{s50}$	Todas en general	[218]
$\sigma_{ci} = 29 I_{s50}$	Todas en general	[213]
$\sigma_{ci} = 16 I_{s50}$	Sedimentarias	[353]
$\sigma_{ci} = 20 I_{s50}$	Basaltos	[353]
$\sigma_{ci} = 18{,}7 I_{s50} - 13{,}2$	Todas en general	[393]
$\sigma_{ci} = 14{,}5 I_{s50}$	Todas en general	[164]
$\sigma_{ci} = 16{,}5 I_{s50} + 51{,}0$	Todas en general	[201]
$\sigma_{ci} = (20 \rightarrow 25)\, I_{s50}$	Todas en general	[234]
$\sigma_{ci} = (11 \rightarrow 14)\, I_{s50}$	Todas en general	[386]
$\sigma_{ci} = (8{,}6 \rightarrow 16)\, I_{s50}$	Todas en general	[188]
$\sigma_{ci} = 23 I_{s50} + 13$	Todas en general	[106]
$\sigma_{ci} = (14 \rightarrow 82)\, I_{s50}$	Todas en general	[427]
$\sigma_{ci} = 19 I_{s50} + 12{,}7$	Todas en general	[432]
$\sigma_{ci} = 12{,}5 I_{s50}$	Todas en general	[112]
$\sigma_{ci} = 14{,}3 I_{s50}$	Todas en general	[397]
$\sigma_{ci} = 8{,}41 I_{s50} + 9{,}51$	Todas en general	[244]
$\sigma_{ci} = 23{,}62 I_{s50} - 2{,}69$	Carbones	[244]
$\sigma_{ci} = 21{,}43 I_{s50}$	Lodolitas	[268]
$\sigma_{ci} = 24{,}4 I_{s50}$	Rocas fuertes	[345]
$\sigma_{ci} = 3{,}86 I_{s50}^2 + 5{,}65 I_{s50}$	Rocas débiles	[345]
$\sigma_{ci} = 25{,}67 I_{s50}^{0{,}57}$	Todas en general	[194]
$\sigma_{ci} = 9{,}30 I_{s50} + 20{,}04$	Todas en general	[194]
$\sigma_{ci} = 7{,}3 I_{s50}^{1{,}71}$	Todas en general	[425]
$\sigma_{ci} = (8 \rightarrow 18)\, I_{s50}$	Todas en general	[323]
$\sigma_{ci} = 24{,}83 I_{s50} - 39{,}6$	$n < 1\,\%$	[245]
$\sigma_{ci} = 10{,}22 I_{s50} + 24{,}31$	$n \geq 1\,\%$	[245]
$\sigma_{ci} = (6{,}6817 \ln D_e - 3{,}09)\, I_{s50} + 24{,}31$	Todas en general	[64]

Notas: D es la distancia entre las dos puntas del equipo cuando la muestra está instalada y n es la porosidad del material rocoso que se ensaya.

Otras correlaciones de parámetros mecánicos del material rocoso se han planteado a partir de este índice. Por ejemplo, se plantea que la resistencia a tracción directa del material rocoso σ_{ti} es 1,25 veces el I_{s50}. También se discretizó la constate de la relación β en función de la relación de Poisson [443], donde es igual a 0,77 para ν 0; 0,71 para 0,1; 0,67 para 0,2; 0,63 para 0,3; 0,59 para 0,4; y 0,56 para 0,5.

Otra correlación para σ_{ti} es aquella planteada por un grupo de investigadores del Instituto de Investigaciones Tecnológicas de São Paulo (IPT), Brasil [200]. En este caso, la resistencia a

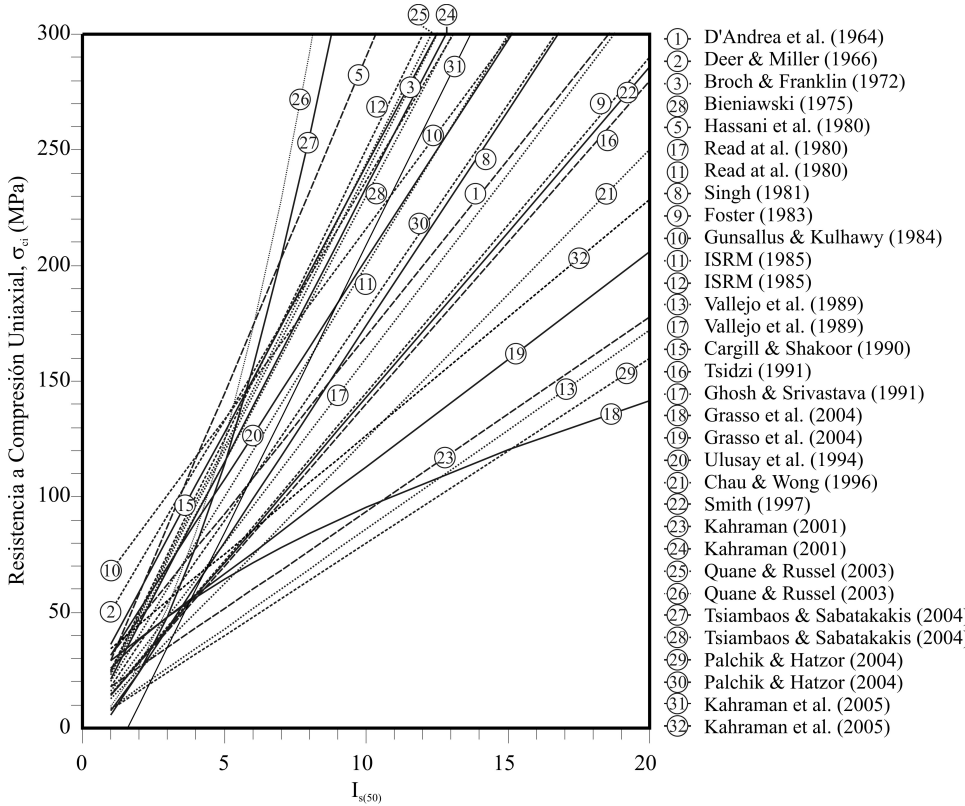


Figura 10.24 Variación de σ_{ci} con I_{s50} [406].

compresión a tracción del material rocoso está dado en [kg cm^{-2}] (Ecuación 10.34), donde W es la carga aplicada en [kg] y D es la distancia entre los dos puntos de carga en [cm]. Aconsejan hacer al menos 10 ensayos para tener errores relativos inferiores a 20 % del valor promedio, con una confianza del 95 %.

$$\sigma_{ti} = \frac{W}{D^{3/2}} \tag{10.34}$$

Asimismo, se plantean correlaciones de la *tenacidad de la fractura del modo I* (K_{IC}) dado en [MN m$^{-3/2}$] con el mismo índice, que al discretizar las variables con la carga de falla entre puntas P en [kN], la distancia entre las puntas D en [mm] (Ecuación 10.63a) y el mínimo ancho de la muestra W en [mm] (para el caso de muestras irregulares) (Ecuación 10.63b) [80]. Para las dos primeras expresiones, el rango ensayado para obtener estas ecuaciones empíricas es para K_{IC} de 0,732 MN m$^{-3/2}$ a 2,770 MN m$^{-3/2}$; y para el rango de K_{IC}

de 1,36 MN $m^{-3/2}$ a 2,47 MN $m^{-3/2}$ (Ecuación 10.63c) [201]. Para todos estos ensayos, el valor de D no debe ser menor a 25 mm.

$$K_{IC} = \frac{29{,}84\,P}{D^{3/2}} \tag{10.35a}$$

$$K_{IC} = \frac{26{,}50\,P}{(W\,D)^{3/4}} \tag{10.35b}$$

$$K_{IC} = 99{,}5 \times 10^{-3}\, I_{s50} + 1{,}11; r = 0{,}67 \tag{10.35c}$$

10.5.2. Carga puntual múltiple

El propósito del ensayo de carga puntual múltiple (MPLT) es el de obtener la resistencia a tracción en forma indirecta σ_{ti} de la roca en forma indirecta. El MPLT puede verse como una extensión del ensayo de carga puntual simple (PLT) y una modificación del ensayo de tracción indirecto (Ver la sección 10.8.2). La razón de la implementación del ensayo MPLT respecto al PLT se debe a la diferencia de los campos de esfuerzos que se crean durante ambos ensayos. Existe un campo de esfuerzos de tracción en dos direcciones para el caso del PLT, mientras que para el caso del MPLT existe solo un campo. De este modo los resultados de la resistencia a tracción obtenida por el MPLT son mayores a los obtenidos por el PLT (i.e. $\sigma_{t,MPLT} > \sigma_{t,PLT}$).

Si se asume un comportamiento elástico lineal inclusive en el estado de rotura, la resistencia a tracción de la roca para el ensayo MPLT está dado por la Ecuación 10.36, donde N es el número de puntos de aplicación de la carga, P es la fuerza máxima obtenida en cada punta durante el ensayo, D es el diámetro del cuerpo de prueba y β es el coeficiente que correlaciona la fuerza P con la resistencia a tracción en el centro del cuerpo de prueba [435].

$$\sigma_t = \left(\frac{\beta\,N}{2D^2}\right) P \tag{10.36}$$

La fuerza P se aplica en forma uniforme y constante en todas las puntas a través de una cámara hidráulica a una presión p_h que mueven a la vez todos los pistones de diámetro D_c. El equipo estándar de este ensayo está conformado por ocho pistones (N= 8) de diámetro constante de 20 mm. Si se asume β igual a 0,63 para un módulo de Poisson promedio de 0,3, se tiene la expresión de la resistencia a tracción obtenida por el ensayo de carga puntual múltiple, donde p_h se mide en el momento de la rotura registrado a través de un manómetro o transductor de presiones.

$$\sigma_t = 0{,}548\,p_h \tag{10.37}$$

Asimismo, los autores hacen referencia a otra expresión para determinar la resistencia a tracción de una muestra cilíndrica sometida a carga puntual múltiple, donde P_i es la carga expresada en [kg] de cada una de las puntas y D es el diámetro del cilindro expresado en [cm^2]. La resistencia a tracción esta dada en [kg cm^{-2}] según la Ecuación 10.38.

$$\sigma_t = 0{,}0675 \frac{\sum P_i}{D^2} \tag{10.38}$$

El equipo de ensayo MPLT, con incremento de presiones de cámara uniforme, se muestra en la Figura 10.25.

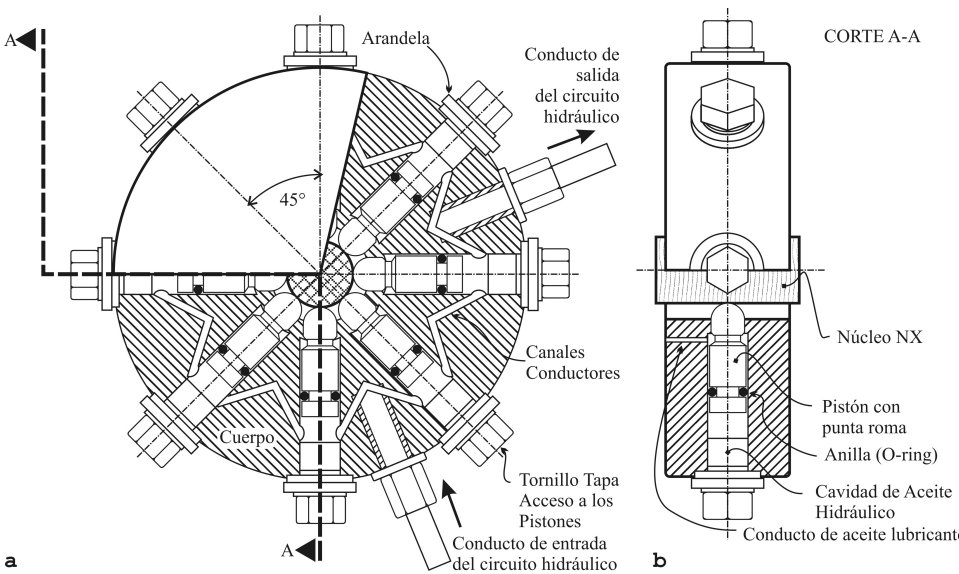


Figura 10.25 Equipo de carga puntual múltiple [435]. **a** Vista en planta y ubicación del corte A-A; **b** vista lateral y corte A-A.

La ventaja de este ensayo contra el PLT radica en que el equipo es más robusto y puede ensayar rocas muy resistentes. Las desventajas son que el equipo es más complicado de construir y transportar, y sólo se pueden ensayar cuerpos de prueba cilíndricos de 38 mm de diámetro en forma diametral. Esta última exigencia convirtió a este ensayo impopular, debido a que es preferible consumir un cuerpo de prueba cilíndrico en un ensayo de compresión uniaxial que en un ensayo MPLT.

10.5.3. Ensayo de punzado de bloque

El ensayo de punzado de bloque (BPT: *Block Punch Test*) se emplea en muestras de roca con planos de discontinuidad débiles, donde no es posible ejecutar los ensayos de carga puntual simple (Schrier, 1988) ni es posible preparar muestras cilíndricas con relaciones altura con el diámetro H_{cp}/D_{cp} mayores a 2,5 a razón de las abundantes fracturas pre-existentes o generadas por el proceso de perforación de una roca de baja calidad. Este ensayo obtiene el índice de punzado de bloque (BPI: *Block Punch Index*).

El prototipo del aparato del ensayo BPT fue desarrollado por primera vez en 1982 en el Laboratorio de Ingeniería Geológica de la Universidad Tecnológica de Delft [418]. El aparato fue diseñado con el objeto que éste encaje en la prensa de un aparato de resistencia a carga puntual.

Las muestras se pueden preparar a partir de núcleos de 42 mm de diámetro (i.e. tamaño BX) [431] con un espesor desde 5 mm hasta 10 mm, donde se verifique que las caras se encuentren los más paralelas entre ellas y lo menos irregulares en su superficie, con una precisión no exigente. Por esta razón, se pueden preparar estas muestras con solo un disco de corte diamantado.

La muestra en forma de disco se asegura entre dos mordazas, donde se deja libre una banda de roca que será cargada en dirección vertical por un bloque rectangular de penetración de 19,5 mm de lado. Con este arreglo se obliga a que la fractura se forme en dos planos paralelos, donde el esfuerzo normal se considera igual a cero mientras que el esfuerzo de tracción causado por la flexión se reduce a un mínimo.

La fuerza se aplican de forma incremental y gradual, de modo que se alcance la falla entre 10 s a 60 s. Después de la falla se observa por lo normal que la muestra se rompe en tres partes (i.e. los dos extremos sujetados por las mordazas y la banda central) con dos fracturas paralelas. El ensayo se considera inválido en caso en que se produzca una fractura incompleta, se creen fracturas no paralelas o fracturas secundarias transversales a las dos fracturas principales. Es necesario ensayar al menos cinco cuerpos de prueba.

El valor del índice del ensayo se calcula al dividir la máxima carga vertical aplicada F en [kN] por el área por donde se produce el corte A en [m^2] (Ecuación 10.39a), donde D_{cp} es el diámetro y H_{cp} es el espesor del cuerpo de prueba en forma de disco (Ecuación 10.39b).

$$Bpi = \frac{F}{A} \tag{10.39a}$$

$$A = 2H_{cp}\sqrt{D_{cp}^2 - 0{,}3084} \tag{10.39b}$$

Se encontraron correlaciones entre el Bpi con la resistencia a compresión uniaxial (Ecuación (10.40) [377, 348]. También se propusieron correlaciones del Bpi con el índice de resistencia a tracción indirecta por el ensayo Brasilero Bti (Ecuación 10.41), para rocas entre sedimentarias, metamórficas e ígneas [377].

$$\sigma_{ci} = 6{,}1\,Bpi - 3{,}3; r = 0{,}86 \tag{10.40a}$$

$$\sigma_{ci} = 7{,}13\,Bpi \tag{10.40b}$$

$$Bti = 0{,}4Bpi + 0{,}4; r = 0{,}82 \tag{10.41}$$

No obstante, se observó que existe una dependencia del Bti con el diámetro y espesor de la muestra ensayada [430, 410]. Por esta razón se describe el método estándar sugerido con el valor de Bpi corregido (i.e. Bpi_c), que corresponde al Bpi para un cuerpo de prueba de 50 mm de diámetro y 10 mm de espesor (Ecuación 10.42) [431]. La expresión que se propone para determinar el Bpi_c de cualquier cuerpo de prueba se da en la Ecuación 10.42, donde el diámetro y la altura del cuerpo de prueba se evalúan en milímetros. La clasificación de la roca según el Bpi_c se muestra en la Cuadro 10.16.

$$Bpi_c = \left(3\,499 D_{cp}^{-1{,}3926} H_{cp}^{-1{,}1265}\right) F \tag{10.42}$$

Cuadro 10.16 Clasificación de la roca con base al Bpi_c [431].

Clasificación	Bpi_c
Muy alta resistencia	> 50
Alta resistencia	20 a 50
Alto-mediana resistencia	10 a 20
Bajo-mediana resistencia	5 a 10
Baja resistencia	1 a 5
Muy baja resistencia	< 1

Para el caso de materiales rocoso con isotropía transversal (e.g. rocas con un plano de isotropía) y donde el plano de anisotropía tenga un ángulo α respeto la dirección de la carga vertical del ensayo, se propuso la siguiente adicional corrección (Ecuación 10.43) [431].

$$Bti_{c,90} = 4{,}24 \exp\left(-0{,}0156\,\alpha\right) Bti_{c,\alpha} \tag{10.43}$$

Con el valor corregido del Bpi se propuso una relación con la resistencia a compresión uniaxial a partir de 584 muestras de material rocoso [410] (Ecuación 10.44).

$$\sigma_{ci} = 5{,}1\,Bti_c; r = 0{,}90 \tag{10.44}$$

10.6. Técnicas para ensayos especializados en materiales rocosos

En esta sección se comentarán los requisitos mínimos de las prensas universales y las técnicas de aplicación de cargas que se emplean en la disciplina. Otras técnicas especializadas que son necesarias conocer en ensayos particulares en materiales rocosos son las técnicas de medición de deformaciones y las técnicas de aplicación y medición de temperatura; que no se abordará en este libro.

10.6.1. Prensas universales

Una prensa universal para ensayos sobre materiales rocosos es muy distinta a las demás prensas usadas en la tecnología de concretos y materiales, debido a su robustez traducida en su rigidez. La Figura 10.26 muestra una prensa universal para ensayos en rocas. Observe que las dimensiones de la prensa son mucho mayores a aquellas de concreto, por ejemplo. El Cuadro 10.17 muestra los valores de rigidez de algunas prensas destinadas para ensayos especializados de mecánica de rocas, y las dos últimas filas dan una idea de los límites posibles entre prensa flexible (i.e. no apta para ensayos en materiales rocosos) y prensa rígida.

Figura 10.26 Prensa universal para ensayos de materiales rocosos, Laboratorio de Mecánica de Rocas de Furnas, Brasil.

Cuadro 10.17 Prensas usadas para ensayos de materiales rocosos.

Prensa	Rigidez K_P en MN mm^{-1}	Referencia
SBEL STS-1000	5,25	este libro
GCTS UCT-1000	0,70	[179]
GCTS RTR-1000	10	[179]
GCTS RTX-1000	4,30	[179]
GCTS RTX-1500	1,75	[179]
Prensa Rígida	$>$1,35	[123]
Prensa Flexible	$<$0,27	[123]

Según la teoría de la elasticidad, se puede representar un sistema elástico reducido formado por la prensa universal mostrado en la Figura 10.26 y el cuerpo de prueba a través de dos resortes en serie, cada uno con las rigideces no-variables de la prensa y del cuerpo de prueba, K_P y K_{CP}, respectivamente (Figura 10.27c). La rigidez[8] de la prensa depende de la rigidez del piso K_{PS}, la rigidez del techo K_T y la rigidez de las columnas K_C (Figura 10.27b).

Durante cualquier ensayo de un cuerpo de prueba de roca en prensas universales, tanto la muestra como la prensa se deforman. Cuando la prensa se deforma ésta almacena energía de deformación que puede ser transferida al cuerpo de prueba en el momento que éste llega a su máxima resistencia. Lo propio sucede con el cuerpo de prueba, éste almacena una energía de deformación que puede también transferir a la prensa durante su propio colapso. Si el cuerpo de prueba tiene menor rigidez, éste tendrá mayor energía almacenada; por lo tanto el cuerpo de prueba tenderá a transferir energía a la prensa y se tendrá mayores opciones de obtener una ruptura controlada. Por el contrario, si la prensa tiene mayor energía de deformación acumulada, en el momento de la ruptura del cuerpo de prueba, la prensa transferirá su energía al mismo y acelerará la aplicación de la carga para producir una ruptura violenta y anticipada a una condición estática; que además se manifiesta con el estallido de la roca.

Una forma rápida de verificar si la prensa es lo suficiente rígida para las rocas a ensayar es que se cumpla como mínimo la relación de la Ecuación 10.45, donde $E_{CP_{pr}}$, A_{CP} y H_{CP} son respectivamente: el *módulo de elasticidad post-rotura*[9], el área de la sección transversal y la altura del cuerpo de prueba de material rocoso. El valor de a puede variar entre 2 a 3,5

[8] La rigidez (K_i) es la resistencia a deformación que tiene un cuerpo elástico a la aplicación de una fuerza; su inversa se denomina *conformidad* (i.e. del inglés *compliance*) (C_i).

[9] El término *módulo de elasticidad post-rotura* se coloca en cursiva, porque si uno es estricto en los términos no existiría un módulo de elasticidad poco antes y después de la ruptura, debido a que la roca ya habría pasado su punto de plasticidad. Sin embargo, con esta definición se quiere describir aquel valor de la pendiente, en valor absoluto, de la recta secante entre los puntos de la resistencia máxima y un estado de post-ruptura.

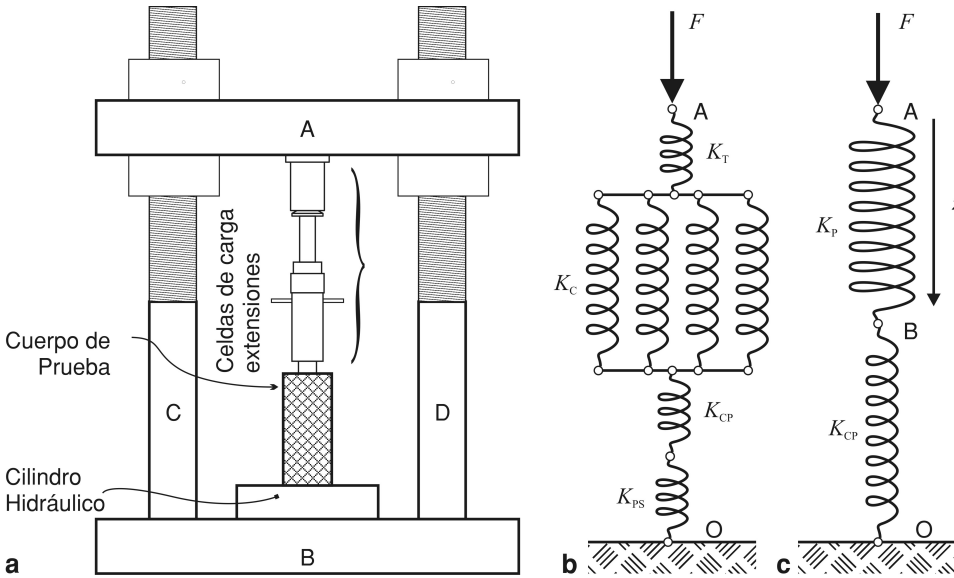


Figura 10.27 Modelos de rigidez del cuerpo de prueba y prensa; **a** interacción prensa con cuerpo de prueba. **b** Modelo extendido y **c** modelo reducido de los componentes de la prensa.

(i.e. la rigidez de una prensa tiene que ser de al menos dos veces la rigidez de la roca a ensayar, y de preferencia 3,5 veces).

$$K_{\mathrm{P}} = \frac{1}{a}\left(\frac{\left|E_{\mathrm{CP_{pr}}}\right| A_{\mathrm{CP}}}{H_{\mathrm{CP}}}\right) \tag{10.45}$$

A esta conclusión se llega después de que el cuerpo de prueba alcanze su estado máximo y de post-ruptura en resistencia, cuando se analiza el incremento de energía que se transfiere en el sistema. Una explicación completa de cómo se llega a esa expresión se expone en [238].

Dentro del rango donde el *módulo elástico post-rotura* de una roca puede variar (i.e. de una blanda a rígida) y los diámetros posibles a ensayar (de 54 mm a 152 mm), los cuerpos de prueba de roca pueden tener rigideces comprendidas de 0,9 MN mm^{-1} a 2,6 MN mm^{-1}.

Para el caso del cuerpo de prueba cilíndrico de comportamiento elástico, si se asume que está sometido a un estado homogéneo de esfuerzos distribuidos en toda la sección transversal y longitud del mismo, la rigidez se calcula con la Ecuación 10.46, expresado según el Módulo de Young del material rocoso (E_{CP}), la altura (H_{CP}) y área de la sección transversal (A_{CP}) del cuerpo de prueba.

$$K_{CP} = \frac{E_{CP} A_{CP}}{H_{CP}} \tag{10.46}$$

El modulo de rigidez de la prensa (K_P) se calcula a partir de los módulos de rigidez de cada una de sus piezas constituyentes (e.g. K_T: módulo de rigidez de la viga o losa superior o de techo, K_C: módulo de rigidez de cada columna, K_{PS}: módulo de rigidez de la viga o losa inferior o de piso) según el modelo de resortes mostrado en la Figura 10.27, y se expresa como la inversa de la suma de las inversas de los módulos de rigideces de cada pieza. La rigidez de la viga o losa inferior, al estar en contacto con el piso, se asume infinita.
Por ejemplo, para una prensa de dos columnas con vigas como techo y piso, el módulo de rigidez equivalente total de la prensa está dada por la Ecuación 10.47; y para una prensa de cuatro columnas con losas en el techo y piso por la Ecuación 10.48.

$$\frac{1}{K_P} = \frac{1}{K_T} + \frac{1}{2K_C} + \frac{1}{K_{PS}} \tag{10.47}$$

$$\frac{1}{K_P} = \frac{1}{K_T} + \frac{1}{4K_C} + \frac{1}{K_{PS}} \tag{10.48}$$

Para vigas de sección rectangular, como el caso del techo de prensa de viga, el módulo de rigidez se calcula con la Ecuación 10.49, donde L_T es la luz libre de la viga; y S_T, H_T y A_T son es el ancho, la altura y el área de su sección transversal. Las variables E_P y G_P son los módulos de Young y de corte del material de la viga, respectivamente (e.g. un acero con $E_P = 200\,\text{GPa}$ y $G_P = 75\,\text{GPa}$). Una ecuación similar a la anterior se usa para el caso de la rigidez de la viga del piso.

$$\frac{1}{K_T} = \frac{L_T^3}{48 E_P I_T} + \frac{6 I_T}{20 A_T G_P} \tag{10.49a}$$

$$I_T = \frac{S_T H_T^3}{12} \tag{10.49b}$$

$$A_T = S_T H_T \tag{10.49c}$$

Para el caso de las columnas que tienen sección circular, el módulo de rigidez está dado según la Ecuación 10.50, donde A_C y H_C son el área de la sección transversal y la altura libre de la columna de la prensa.

$$\frac{1}{K_C} = \frac{H_C}{A_C E_P} \tag{10.50}$$

Para el caso de prensas con cuatro columnas con techo y piso constituidas por placas, y donde se verifique que las rigideces de las placas sean muy altas respecto las rigideces de las columnas, se puede despreciar la rigidez de las placas y considerar las rigideces más bajas de las cuatro columnas; por tanto la rigidez de la prensa sería según la Ecuación 10.51.

$$\frac{1}{K_{\mathrm{P}}} = \frac{1}{4\,K_{\mathrm{C}}} \tag{10.51}$$

Todas estas anteriores consideraciones, asumen que las rigideces de la prensa y del cuerpo de prueba son constantes durante todo el ensayo, situación que no es cierta para el caso del material del cuerpo de prueba (i.e. roca) y ni siquiera para la prensa.

Para el primer caso, diversas investigaciones [144] muestran que el material rocoso tiene un módulo elástico variable a diferentes estado críticos de esfuerzos antes de la rotura. Para el segundo caso, la variación de la rigidez de la prensa es a causa de la compresibilidad del aceite hidráulico dentro de los pistones que componen la misma (si ésta es accionada por un sistema hidráulico).

La compresibilidad es una medida de la cantidad de reducción de volumen debido a la presión. En condiciones hidrostáticas, la compresibilidad (C) es la inversa del módulo de compresibilidad conocida en inglés como *bulk modulus* (K). El aceite hidráulico no es en su totalidad incompresible, debido a que puede tener una reducción de volumen menor al 0,5 % para presiones entre 6,9 MPa a 27,6 MPa, si se considera un rango de presiones bajas del sistema hidráulico de prensas para materiales rocosos. Sin embargo, la compresibilidad incrementa con la presión y la temperatura, y esto brindará cierta incapacidad para sostener una rigidez estática en el sistema. De este modo, no se ignora la compresibilidad del aceite hidráulico en los sistemas de prensas cuando estas trabajan a presiones mayores a 34,5 MPa o cuando se evidencie que están trabajando a una temperatura mayor a 30°. Existen dos módulos de compresibilidad para un fluido a un volumen dado V: el secante ($K_{\mathrm{F_{sec}}}$) y el tangente ($K_{\mathrm{F_{tan}}}$); ambos dependientes de la presión a la que el líquido está sometido (P) y relativos al volumen del fluído a presión nula (V_{o}) (Ecuaciones 10.52 y 10.53).

$$K_{\mathrm{F_{sec}}} = \frac{V_{\mathrm{o}}\,P}{V_{\mathrm{o}} - V} \tag{10.52}$$

$$K_{\mathrm{F_{tan}}} = V_{\mathrm{o}}\frac{dP}{dV} \tag{10.53}$$

Por ejemplo el módulo de compresibilidad secante adiabático e isentrópico (aquel que cambia rápido para una temperatura constante) de un aceite mineral ISO-32 (usado para hidráulica) a 20° y 68,9 MPa de presión es de 1,79 GPa.

Si bien existen varias formulaciones teóricas para estimar la rigidez de las prensas de ensayo para materiales rocosos, como se vio arriba, la mejor forma de obtener este valor es a través de pruebas sobre la misma prensa. En este sentido, también hay que tomar en cuenta que la rigidez de la prensa es variable para diferentes valores de esfuerzos.

Se tienen tres métodos para determinar las curvas *esfuerzo–deformación* de la prensa para determinar el valor de la rigidez de la prensa a un determinado esfuerzo aplicado [246].

El primer método, denominado método directo, sugiere que se ensaye la prensa a *compresión* sin cuerpo de prueba, es decir placa inferior en contacto con la placa superior, a una velocidad de 1,0 mm min^{-1} hasta la carga deseada, donde se gravan las lecturas de deformación y carga axial. El segundo método sugiere ensayar un cuerpo de prueba cilíndrico de

calibración con un material cuyo módulo elástico sea conocido (e.g. aluminio, bronce, acero de aleación de Níquel-Cobalto MP35N). Con esto, la curva *esfuerzo–deformación* de la prensa se obtiene restando la deformación de la muestra. El tercer método sugiere ensayar varios cilindros de un mismo acero homogéneo y de propiedades iguales pero a diferentes valores de carga hasta que éstos sobrepasen su estado plástico. Como la deformación plástica es mucho mayor a la deformación elástica y además su valor se conserva incluso después de aplicada la carga, es posible documentar la deformación a la que el cuerpo de prueba alcanzó para cada carga aplicada. Estos valores dan la curva *esfuerzo–deformación* de la prensa, cuando se obtiene la deformación de la prensa de la resta de la deformación medida (i.e. deformación total) menos la deformación real de la muestra.

10.6.2. Técnicas de aplicación de cargas

Los ensayos de laboratorio se ejecutan con lo asumido que el material rocoso es continuo. En este sentido, es importante conocer en qué formas la aplicación de cargas (sea por el medio de transmisión de la carga y/o de velocidad) pueden alterar este concepto; y como resultado alterar algunas de las propiedades que se desea conocer.
Por ejemplo, se observó en el ensayo de resistencia a compresión uniaxial que el cuerpo de prueba no falla de forma simultánea en toda su sección o volumen, como lo expresaría la ecuación para su determinación (i.e. esfuerzo $= {}^{\text{fuerza}}/_{\text{area}}$). Por el contrario, se observó que esta falla puede ocurrir en dos formas, dependiendo del tipo de placa de carga:

- por falla axial local o falla de clivaje paralelo al esfuerzo axial aplicado;
- por falla de corte.

Cuando se produce falla por ruptura axial local, ésta se inicia de 50 % a 95 % de la resistencia a compresión uniaxial y es continua en todo el proceso de carga. La falla de clivaje se produce por un aumento local de esfuerzos en el material, que depende también de la anisotropía del material rocoso, de la fragilidad y tamaño de los minerales de la misma. Por otro lado, la falla por corte se manifiesta por si sola por el desarrollo de superficies de rotura en el contorno de la muestra seguida por fracturas interiores que están orientadas de 12° a 30° respecto el eje del esfuerzo máximo (i.e. eje axial de la muestra).
Por otro lado, en materiales de minerales finos, la heterogeneidad de la distribución de esfuerzos depende del ajuste inicial de la muestra con las placas de carga, y en este caso las fallas de contorno y las internas se desarrollan casi simultáneas. Estas situaciones se presentan también en ensayos triaxiales axisimétricos.
En todo caso y al menos, pueden obtenerse diferentes valores de ruptura del material rocoso si se varía la rigidez de la prensa (que ya se comentó en la sección precedente), el tipo del borde de las placas de contacto de la prensa con el cuerpo de prueba (a veces pequeños chaflanes) y la velocidad de carga (que se comenta a continuación).

Tipo de placa de carga

En el transcurrir de los años dentro de la actividad de ensayos sobre materiales rocosos, se encontró que el comportamiento del material rocoso puede estar influenciado por las condiciones de contorno donde se aplican las cargas.

Para el caso de las placas de carga, se tienen variaciones en los resultados mecánicos de los materiales rocosos, si por ejemplo éstas son de forma de cápsula o de forma de campana (i.e. que abrazan a la muestra); si éstas están en contacto directo con el cuerpo de prueba; si entre las placas y el cuerpo de prueba se coloca una lámina de por ejemplo Teflón, Corcho o Neopreno; si entre las dos superficies de contacto se unta de lubricante; o si el diámetro de la placa es mayor al diámetro del cuerpo de prueba. Todo esto debido a que las condiciones de borde influyen en los valores mecánicos del material rocoso y en forma especial en las resistencias últimas.

Por la rigidez horizontal de la placa y la fricción entre *placa–muestra*, se generan en esta interfase esfuerzos de corte. La fricción entre *placa–muestra* produce esfuerzo de corte que no puede ser disipado en la placa debido a su rigidez en la dirección paralela a esta magnitud. Esto produce que la expansión lateral de la muestra por el efecto Poisson esté restringida hasta un máximo de tener una deformación nula paralelo a ese plano. En placas flexibles esta restricción disminuye respecto a las rígidas, pero la desventaja de las placas flexibles es que las deformaciones verticales que admite son grandes y variables en la interfase, que modifican también el campo de esfuerzos homogéneo que se desea obtener en la muestra.

Si se tendría fricción nula (casi imposible de obtener en la realidad) en la interfase placa–muestra, se tuviera un campo de esfuerzos uniaxial homogéneo en todo el material rocoso; sólo si éste también es homogéneo. A medida que se aumenta la fricción en la interfase placa–muestra, hasta antes de una restricción lateral completa, el esfuerzo axial actuante en el material rocoso tendería a bajar compensado por el incremento de un esfuerzo de corte. Y cuando se alcanza la restricción lateral completa en esta interfase, se tendrían altos esfuerzos cortantes que incrementaría el campo de esfuerzos en el material rocoso e incluso el propio esfuerzo axial (Figura 10.28).

Las cargas sobre las superficies del material rocoso pueden aplicarse a través de placas con rigidez vertical alta (i.e. placas rígidas) o placas con rigidez vertical baja (i.e. placas flexibles) (Figura 10.29). Dentro del campo *lineal–elástico* la respuesta promedio con ambas placas resulta en una similar respuesta *esfuerzo–deformación* si la relación $^{H}/_{D}$ del cuerpo de prueba es grande, como se comentó secciones arriba. Las placas flexibles proporcionan esfuerzos constantes con deformaciones variables en el contorno del material, mientras que las placas rígidas proporcionan deformaciones constantes pero esfuerzos variables en el contorno.

El problema de rigidez vertical entre placa–muestra se puede minimizar si se logra obtener la igualdad (Ecuación 10.54) de los parámetros elásticos de la placa de carga (i.e. Módulo de Young (E_p) y relación de Poisson (ν_p) y los correspondientes del cuerpo de prueba de material rocoso (i.e. Módulo de Young (E_r); relación de Poisson, ν_r).

$$\frac{\nu_r}{E_r} = \frac{\nu_p}{E_p} \tag{10.54}$$

Una placa ideal para la transmisión de cargas para fines de ensayos en materiales rocosos es que tenga una rigidez vertical alta, rigidez horizontal baja y fricción *placa–muestra* mínima. Se han hecho grandes esfuerzos para cumplir estos requerimientos a través de diferentes equipos de aplicación de cargas.

La placa rígida que puede usarse para la transmisión de cargas a los materiales rocosos es una pieza de acero con una dureza HRC mayor a 58 y una rugosidad en la superficie, que estará en contacto con el cuerpo de prueba, menor a 0,05 μm. El espesor de la placa está alrededor de 100 mm. A esta placa se la denomina *Placa Seca* y es la común en la mayoría de los equipos. Para disminuir la fricción de esta placa se puede colocar en la superficie de contacto grasa tipo Molikote BR-2, talco en polvo, Disulfato de Molibdeno, mezcla de Grafito con Disulfato de Molibdeno y con Disulfato de Tungsterno, Polyacetil o lubricantes secos basados en nanotecnología que contienen estructuras inorgánicas esféricas llamadas *nano bolas*. El rango del coeficiente de fricción (μ) que tienen las placas secas con lubricante está entre 0,01 a 0,02.

Para reducir la rigidez horizontal de la placa y además la fricción de la misma se añade también a la placa seca, una placa pulida de espesor comprendido de 0,05 mm a 0,1 mm ya sea de Aluminio, Teflón o de Goma de Polietileno. Dentro de estos materiales el Teflón es un buen lubricante sólido.

El Cuadro 10.18 muestra los rangos de valores del coeficiente de fricción estático (μ_s) y dinámico (μ_d) de placas de carga rígidas, ensayadas a un esfuerzo de carga normal de 30 N mm^{-2} y a una velocidad de 1 $\mu m\ s^{-1}$ [439].

Con el objeto de tener un completo contacto de la placa con el cuerpo de prueba, las placas rígidas fueron provistas de una rótula en la parte superior, y de este modo se convirtieron en las llamadas *placas con bisagra* (*Hinged Loading Plate*).

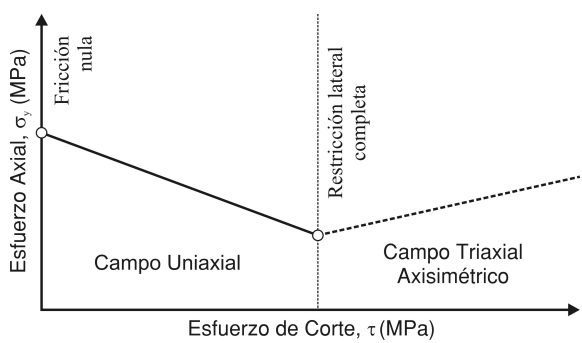


Figura 10.28 Relación teórica del esfuerzo axial con el de corte en la interfase placa–muestra.

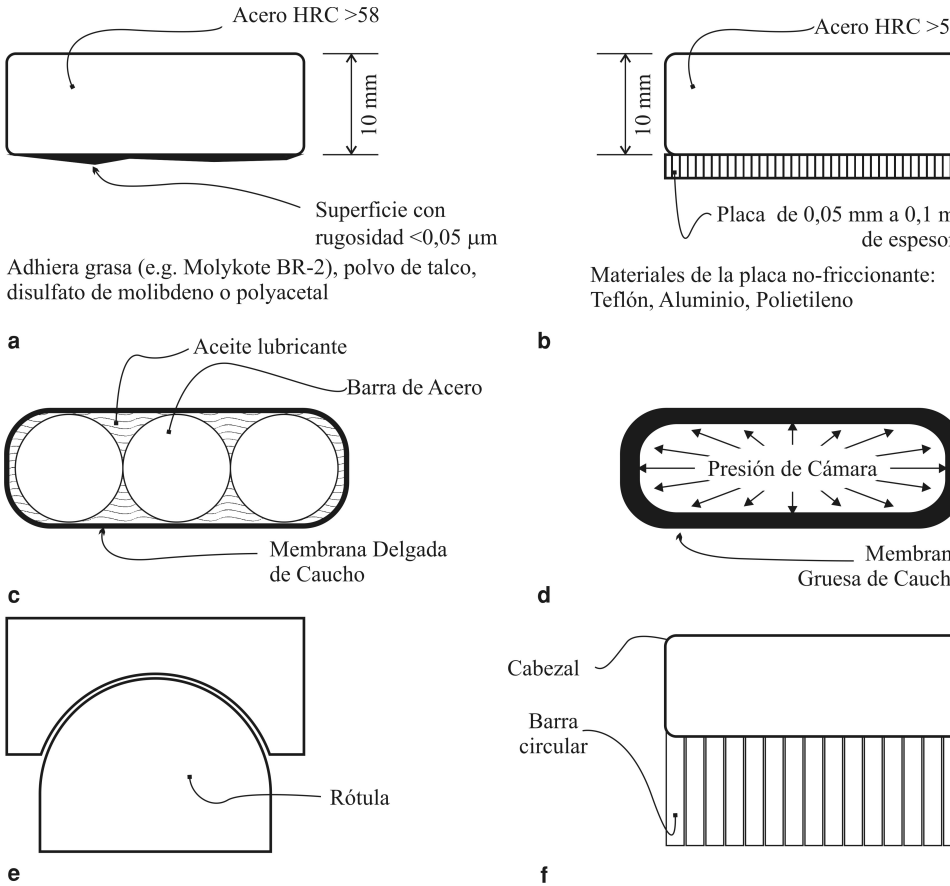


Figura 10.29 Tipos de placas de carga. **a** Placa con rigidez vertical ordinaria con lubricante; **b** placa con rigidez vertical con lámina de baja fricción, **c** placa con rigidez vertical de barras lubricadas, **d** placa flexible, **e** placa rígida con rótula ó tipo bisagra, **f** placa tipo cepillo con rigidez vertical y flexibilidad horizontal.

Dentro de la categoría de placas flexibles se tienen las cámaras de caucho encapsuladas en una cavidad metálica. El espacio encerrado por el caucho se llena de aceite hidráulico que expande la cámara en una sola dirección. Dentro de los ensayos de materiales rocosos, este tipo de placas tiene la desventaja que aplican presiones muy bajas en su superficie, muchas veces insuficientes para crear rotura en la roca.

Las placas de carga flexibles sólo pueden usarse para someter el cuerpo de prueba hasta la resistencia máxima, debido a que después éstas se tornan inestables, esto es más acentuado

Cuadro 10.18 Valores del coeficiente de fricción de algunas placas de carga.

Tipo de placa	μ_s	μ_d†
Placa con Teflón	0,026 a 0,048 (0,07)	0,008 a 0,013
Placa seca	0,138 a 0,180	0,128 a 0,132

† Dado para después de que se haya producido un deslizamiento de 1,5 mm

cuando se ensayan materiales rocosos frágiles. Por tanto, las curvas post-rotura, a veces necesarias de analizar en ciertos casos, no pueden ser obtenidas con este tipo de placas.
Una placa flexible con mayor aplicación de esfuerzos consiste de esferas metálicas forradas por una envoltura de caucho. Dentro de la cavidad se llena de aceite lubricante para disminuir el rozamiento de las esferas. Con este diseño se tiene una menor rigidez horizontal respecto las placas rígidas y se mantiene un aceptable alto valor en la rigidez vertical. Similares efectos se logra con barras metálicas cilíndricas en vez de esferas, sin embargo la disminución de la rigidez horizontal sería en una sola dirección, por lo que la placa es más útil en ensayos biaxiales (e.g. ensayo de corte directo).
La placa de carga tipo cepillo (*brush platen*) es una de las placas más versátiles. Ésta trata de cumplir con los tres requisitos básicos y necesarios en las placas de carga comentados arriba. Consiste de un cabezal sólido de acero que tiene unos orificios en una de las caras, donde serán colocadas unas barras de Cadmio de 5,6 mm de diámetro y de 84 mm (para la placa de cepillo corto) a 119 mm de longitud (para la placa de cepillo largo). Las barras están insertadas en el cabezal de modo de garantizar total empotramiento y restricción en sus seis grados de libertad. Las barras están entrelazadas con una cinta de 0,2 mm de espesor de bronce. La sección transversal que forma el conjunto de barras así acomodadas debe ser igual a la del cuerpo de prueba a ensayar. Las barras pueden deslizarse con facilidad y seguir a la expansión lateral del cuerpo de prueba por flexión y a la vez transmiten la carga vertical del cabezal en forma rígida. La Figura 10.30 muestra el esquema conceptual de la placa descrita con anterioridad.
Por otro lado, ya para concluir esta sección, se enfatiza que no se debe refrentar las paredes de los cuerpos de prueba, si alguno de éstos presenta alguna irregularidad o pérdida de grano, mineral o roca. La forma de la placa de carga tiene que ser igual a la misma de la sección de contacto del cuerpo de prueba, y no mayor a 1,1 veces la dimensión mayor que forma la sección de contacto entre placa y muestra (e.g. si fuera la sección de contacto tipo circular, el diámetro de las placas de carga debería ser por lo menos del diámetro del cuerpo de prueba, pero no mayor que 1,1 veces el diámetro de la muestra).

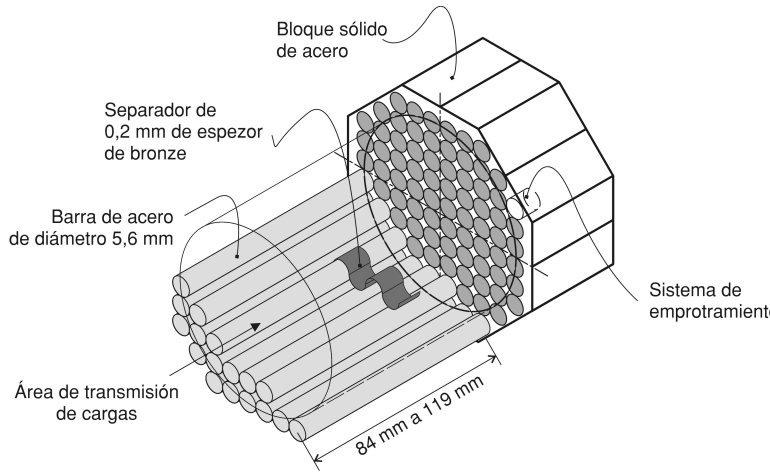


Figura 10.30 Esquema de una placa tipo cepillo.

Velocidades de carga

La velocidad con la que se aplican las cargas también es influyente en los resultados de las propiedades mecánicas de los materiales rocosos. El Cuadro 10.19 muestra una clasificación de velocidades de aplicación de cargas para ensayos en materiales rocosos [84].

Cuadro 10.19 Clasificación de la velocidad de aplicación de cargas [84].

Clasificación	Velocidad en MPa s^{-1}
Lento o Estático	< 10
Rápido o Dinámico	10 a 10^5
Instantáneo o de Impacto	$> 10^5$

Sin embargo para ensayos estáticos no se aconseja llegar al límite superior de 10 MPa s^{-1}, sino a un intervalo de velocidad de carga comprendido entre 10^{-5} MPa s^{-1} a 0,1 MPa s^{-1} [13].

10.7. Ensayos en superficies de discontinuidades

A continuación se describen los ensayos de laboratorio que pueden realizarse en superficies de discontinuidades.

10.7.1. Mesa inclinada

El ensayo de la mesa inclinada se usa para encontrar el ángulo de fricción básico del material rocoso (ϕ_b). Existen dos formas de ensayar cuerpos de prueba en la mesa inclinada.
El primer método requiere de dos cuerpos de prueba prismáticos. En este caso se coloca uno encima del otro, donde el cuerpo de prueba inferior trabaja por un carril que tiene mayor o igual superficie de contacto, mientras aquel que se encuentra por encima está libre. La mesa se inclina poco a poco hasta observar el deslizamiento del cuerpo de prueba superior sobre el inferior, y en ese estado se registra el ángulo de la mesa (α_s).
El ángulo de fricción básico se calcula según la Ecuación 10.55, que resulta de un análisis físico básico del concepto de coeficiente de fricción μ entre dos superficies.

$$\mu = \tan\phi_b = \tan\alpha_s \tag{10.55}$$

La limitación de esta primera versión del ensayo de la mesa inclinada, es que por lo general no se tienen cuerpos de prueba prismáticos o son muy trabajosos de prepararlos.
El segundo método se propuso para el caso de cuerpos de prueba cilíndricos [400]. En este caso se necesitan tres cuerpos de prueba del mismo diámetro. Dos de los cuerpos de prueba se colocan sobre la mesa, uno al lado de otro en contacto, los cuales están trabados por el carril de la mesa. El tercer cuerpo de prueba se coloca encina de ambos (Figura 10.31), el cual debe tener una altura igual o menor a los dos de abajo. Según este procedimiento, el ángulo de fricción básico ϕ_b se calcula según la Ecuación 10.56.

$$\mu = \tan\phi_b = 1{,}155\tan\alpha_s \tag{10.56}$$

En ambos métodos, el resultado le corresponde al cuerpo de prueba que está por encima. El incremento del ángulo de la mesa se hace con una velocidad lenta de modo de no generar aceleración en el cuerpo de prueba. La precisión de lectura y del equipo se limita a sólo 1°. Entrar a mayores precisiones de este valor no tiene sentido por la variabilidad del resultado y por la baja sensibilidad del ángulo de fricción total en el cálculo de la resistencia de la discontinuidad. El Cuadro 10.20 muestra a modo de referencia algunos valores del ángulo de fricción básico de algunas rocas.

Cuadro 10.20 Ángulo de fricción básico de rocas comunes [217].

Tipo de roca	Nombre	ϕ_b
Rocas de baja fricción	Esquistos Margas Micas Areniscas	20° a 27°
Rocas de media fricción	Tiza Neis	27° a 34°
Rocas de media fricción	Basalto Granito Caliza	34° a 40°

10.7.2. Pruebas esclerométricas

El martillo Schmidt puede emplearse para determinar la dureza y la resistencia a compresión de la superficie de un material rocoso (e.g. la superficie de una discontinuidad). En este sentido, la superficie a ensayar no se prepara, pero el espesor y la masa de la muestra tienen que ser suficientes para cumplir con las recomendaciones del ensayo (Vea la Sección 9.3).

Figura 10.31 Ensayo de la mesa inclinada *Tilt test*.

10.7.3. Corte directo

Existen dos categorías de equipos de corte para analizar muestras de roca con una discontinuidad: los equipos portátiles y los equipos de laboratorio. La ejecución e interpretación del ensayo de corte directo con equipos de laboratorio está estandarizada. No obstante, se tiene la tendencia de emplear estas normas para la realización de ensayos de corte directo en equipos portátiles; lo cual la actual experiencia revela que estas normas no pueden aplicarse para estos equipos, así como los resultados no son de la misma calidad [408].

Preparación de la muestra

La preparación de la muestra consiste en medir la rugosidad o amplitud de la superficie de corte, orientar la superficie de corte paralela al plano de corte del equipo, de modo que ésta esté dentro de la cavidad de ensayo del equipo, y rellenar las partes recubiertas a la fisura con material de molde.
La medida de la rugosidad de la muestra es sólo posible en discontinuidades sin rellenos arcillosos y con alta resistencia a compresión de su pared. Esta rugosidad se puede obtener con:

- moldes negativos extraídos para ambos lados de las piezas, mediante medidas con un micrómetro en forma ordenada siguiendo una malla pre-establecida de filas y columnas equidistantes
- técnicas de fotogrametría luego de obtener dos fotografías perpendiculares a la superficie de corte y con un cierto desplazamiento, de modo de obtener el efecto de relieve;
- el empleo de un rastreador de rugosidad.

Asimismo, la muestra se orienta de tal modo de coincidir la dirección de corte del equipo con la dirección de desplazamiento que se pretende estudiar. Esto debido a que un perfil de rugosidad genera diferentes valores de resistencia a corte en función de la dirección de corte. Ambos lados de la muestra se amarran con cable metálico o de cobre, de modo que durante el vaciado del molde no se separen y se mantenga el encaje perfecto de ambas superficies hasta el inicio del ensayo.
El material de molde puede ser mortero de cemento, yeso cemento, yeso dental (*plaster*) o resinas epóxicas; sin embargo, su resistencia tiene que poseer una resistencia a la compresión mayor a la de la muestra. El Cuadro 10.21 muestra algunos materiales que pueden emplearse para el molde. Estos materiales tienen ventajas y desventajas unos con otros en cuestión de precios, resistencia a compresión uniaxial y tiempo de endurecimiento para el ensayo. Ellos se evalúan en función al requerimiento del ensayo y a la resistencia a compresión de la roca ensayada. Por ejemplo, un mortero de cemento con arena y aditivo es económico en el caso de no requerir con urgencia los resultados de los ensayos de corte directo y en el caso que se ensayen rocas blandas.

Cuadro 10.21 Diferentes materiales de molde empleados para la preparación de muestras de corte directo.

Material de molde	Dosificación	Tiempo		σ_{ci} en MPa	Costo
		Fraguado en min	Ensayo en horas		
PemRock	$^{a}/_{m}$= 0,20 cm^3 g^{-1}	9	48	125	Alto
SnapStone	$^{a}/_{m}$= 0,23 cm^3 g^{-1}	2	48	100	Alto
Ultracal-30	$^{a}/_{m}$= 0,38 g g^{-1}	35	24	40	Costoso
Hydrostone Super X	$^{a}/_{m}$= 0,33 g g^{-1} $^{m}/_{r}$= 0,50 g g^{-1}	25	24	50	Mediano
Portland y Sikament FF86	$^{a}/_{m}$= 0,41 g g^{-1} $^{m}/_{ar}$= 0,33 g g^{-1} $^{ad}/_{m}$= 0,02 g g^{-1}	1 440	672	25	Bajo

Notas: $^{a}/_{m}$ relación agua con el material fraguante, $^{m}/_{r}$ relación material fraguante con arena de silicio, $^{m}/_{ar}$ relación material fraguante con arena de silicio, y $^{ad}/_{m}$ relación aditivo con el material fraguante. La arena de silicio aquí especificada tiene un tamaño máximo de 6,3 mm, un tamaño mínimo de 0,075 mm y una curva granulométrica uniforme. Relaciones en volumen, en peso ó mixto dependiendo de las unidades que se muestren. σ_{ci} es la resistencia a compresión uniaxial del material fraguante a los 28 días. PemRock es marca registrada de Pemaco, SnapStone de WhipMix, Ultracal-30 de Freeman & Supply Company, HydroStone Super X de Plastermaster y Sikament FF86 de Sika.

En realidad se puede ensayar cualquier forma de muestra que contenga una discontinuidad, ya que el material de molde siempre permitirá que la muestra se acomode a los soportes del equipo, no obstante se recomienda hacer sólo ensayos en muestras prismáticas o cilíndricas, debido a que la corrección de los esfuerzos normales y de corte durante el ensayo por el cambio del área de contacto se dificulta en áreas irregulares.
Asimismo, en principio sólo se deberían ensayar muestras de 10 cm de largo en la dirección de corte, esto para poder emplear los criterios de rotura de discontinuidades, donde se establece esa dimensión como la estándar. En el caso que la muestra no tenga esta dimensión se deberá tomar en cuenta una corrección del efecto escala tanto de la resistencia de la pared de la junta como de la aspereza de la misma.

Ensayo en equipo portátil

A falta de máquinas de corte de laboratorio, los equipos de corte directo portátiles pueden obtener algunos parámetros de corte de la roca intacta o con una discontinuidad, con cierta aproximación, si se toman en cuenta el tipo de muestra a ensayar y las limitaciones del equipo.
Dentro de los equipos portátiles se han desarrollado el equipo tipo Locher y el tipo Hoek (Figura 10.32). Ambos equipos carecen de la opción de medidas de desplazamiento normales, pero por ser pequeños, pueden ser transportados al lugar del estudio; situación que

ahorra tiempo de transporte, medidas de preservación de las muestras y menos empleo de personal. También, se puede ensayar la discontinuidad a altos esfuerzos normales.
En el equipo tipo Hoek, es posible ensayar una muestra en dos sentidos opuestos, de ida y de vuelta, con el objeto de obtener los parámetros en ambos sentidos; de este modo posee dos cilindros hidráulicos opuestos. También posee una cama neumática instalada a una bomba de aire, que garantiza que el esfuerzo normal sea constante y sostenido.
Para el ensayo en este tipo de equipos se emplean cuerpos de prueba cilíndricos NQ y HQ o muestras cúbicas hasta 125 mm de lado. Para el caso de ensayos en equipos portátiles se plantea un procedimiento para determinar las propiedades de corte de fisuras de roca sin relleno, con el empleo de varias muestras, asumiendo un comportamiento de fisura bilineal según la sugerida por Patton [329].
Este procedimiento sugiere usar la muestra de material rocoso sólo una vez y a altos esfuerzos normales, lo cual implica tener preparadas por lo menos siete muestras por cada discontinuidad. Los valores más confiables se obtienen en muestras con superficies suaves a lisas, debido a que el efecto de la rugosidad de la discontinuidad puede hacer que los resultados sean difíciles de interpretar [408]. De estas siete muestras, por lo menos cinco ensayos se hacen en muestras con la discontinuidad original y por lo menos dos muestras se preparan mediante un cortador de rocas tipo disco, para generar muestras con superficies planas y otras con superficies lisas del mismo material.
La forma de extraer y preparar las muestras y la forma de realizar la consolidación antes del corte, e incluso en la realización del corte por muestra, es la misma que se sugiere en las normas, experto en la reutilización de la muestra o de ensayo incremental o de doble sentido (i.e. ida y vuelta).

Figura 10.32 Equipo portátil de corte directo tipo Hoek.

De las pruebas de corte obtenidas en las muestras con discontinuidad natural se obtendrán diferentes puntos en el espacio esfuerzo normal-esfuerzo de corte, que ayudarán a estimar la envolvente de falla bilineal de materiales rugosos según las Ecuaciones 10.57, donde τ_p es el esfuerzo pico, ϕ_a el ángulo de fricción aparente para esfuerzos menores a σ_a, S_j es la cohesión aparente, y ϕ_b ángulo de fricción aparente para esfuerzos mayores a σ_a.

$$\tau_p = \sigma \tan \phi_a \tag{10.57a}$$

$$\tau_p = S_j + \sigma \tan \phi_a \tag{10.57b}$$

Los puntos de esfuerzo normal y de corte encontrados en las muestras con fisuras lisas, ayudarán a obtener la envolvente residual (envolvente Mohr-Coulomb) según la Ecuación 10.58.

$$\tau_p = \sigma \tan \phi_r \tag{10.58}$$

La Figura 10.33 muestran la dependencia de los puntos de cada una de estas muestras con las envolvente de falla bilineal (i.e. rectas A y B) y la envolvente de falla residual (recta C). El ángulo de fricción interna aparente para esfuerzos mayores a σ_a es semejante al ángulo de fricción interna residual (Ecuación 10.59) [189]; por lo tanto los valores obtenidos del ángulo de fricción interna residual en superficie lisa, sirven para conocer la pendiente de la recta B.

$$\phi_b = \phi_r \tag{10.59}$$

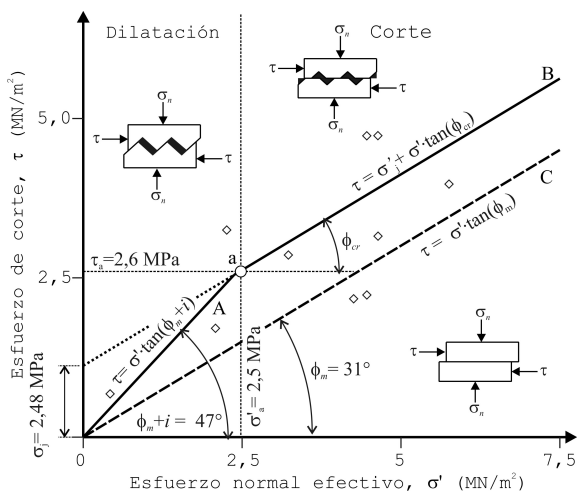


Figura 10.33 Envolventes de falla bilineal y residual [408].

Con los varios puntos hallados y mediante una regresión bilineal, es posible ajustar el par de rectas A y B. La recta C, donde se conoce de antemano su pendiente (igual a la de la recta B) y origen se deduce del anterior cálculo. El valor de σ_a es la intersección de las rectas A y B.
El equipo portátil tipo Hoek no viene con deformímetros que le permitan medir el desplazamiento vertical. Por esto, durante el ensayo se incrementa la carga normal hasta la magnitud deseada y se espera un tiempo determinado según el tipo de muestra y su grado de saturación. Por ejemplo, para la muestra ensayada de la Figura 10.33, 20 minutos fue suficiente para tener una buena consolidación de la discontinuidad. Es importante tomar en cuenta que durante el ensayo con una máquina portátil tipo Hoek (por tener cables de transmisión de fuerzas) se puede generar una rotación de un bloque relativo al otro. Este aspecto tiende a sobre-estimar la resistencia a corte, si se compara con máquinas que evitan dicha rotación [189]. Como las medidas del desplazamiento normal en una máquina de corte tipo Hoek no es precisa, el valor de la dilatancia y el valor del ángulo de fricción básico no pueden ser encontrados con este método.
Si se ensayan rocas blandas, sus resultados se analizan tomando en cuenta la no linealidad de su comportamiento de falla [384], además que los parámetros de corte directo obtenidos para aquellas muestras de pequeña escala se corrigen por efecto escala. Una pequeña discontinuidad tiene menor resistencia a corte que una grande [341, 77, 457, 307, 458, 454].

Ensayo en equipo de laboratorio

Los equipos de laboratorio tienen la ventaja que posibilitan la medida de desplazamientos verticales, posibilitan ensayar muestras más grandes y posibilitan controlar las cargas y velocidades de corte a través de sistemas controlados. Con estos sistemas es posible obtener varios puntos de la *curva desplazamiento de corte vs. esfuerzos de corte* con una sola muestra. Equipos más sofisticados pueden determinar porciones de las superficies de fallas en vez de sólo puntos de la misma [262]. Cada muestra puede ser ensayada tres o cuatro veces con cargas normales que incrementan. Cuando el esfuerzo residual de corte se alcanza para cada fuerza normal, se reinicia la muestra, se incrementa la carga normal y se hace un nuevo corte.
El Cuadro 10.22 muestra diferentes tipos de máquinas de corte de rocas de laboratorio, desarrollados en diferentes universidades del mundo. Desarrollar una máquina de corte directo de rocas de estas características requiere de mucha inversión (Figura 10.34).
Previo al proceso de corte, se somete la muestra a una consolidación. Esto es posible cuando se aplica la carga normal a una velocidad constante hasta obtener el valor de fuerza normal deseado (fuerza normal de ensayo). Registrar los desplazamientos verticales en función del tiempo hasta observar que el valor del desplazamiento normal no varíe; esto indicará que la muestra consolidó. La norma ASTM D5607 [63] indica que se pueden realizar varios incrementos de esfuerzos normales sobre una misma muestra (ensayo escalonado). Durante el

Cuadro 10.22 Equipos de corte directo de laboratorio [408].

Origen	$F_{n,max}$ en kN	$F_{s,max}$ en kN	A_{max} en cm^2	Observaciones
Sarajevo	600	1 200	1 600 (40 × 40)	No posibilita medidas de dilatancia
París	500	500	2 400 (49 × 49)	
Berkley	180	180	130 (11 × 11)	Acondicionada para cortes no-drenados
Karlsruhe	500	500	450 (21 × 21)	
Londres	1 000	1 000	1 160 (34 × 34)	
Suiza†	576	2 880	288 (24 × 12)	Sistema servo controlado
Aquisgrán	50	100	400 (20 × 20)	
Toronto	250	250	400 (20 × 20)	Ensayos dinámicos con sistema servo controlados

Notas: $F_{n,max}$ es la fuerza normal máxima; $F_{n,max}$ es la fuerza de corte máxima; A_{max} es el área de corte máxima. †Instituto Suizo Federal de Tecnología (*Swiss Federal Institute of Technology*), Zurich-Suiza [262]

corte se deberá registrar los desplazamientos de corte (δ_s) y los desplazamientos normales (δ_n), así como la fuerza normal (F_n) y la fuerza de corte (F_s).
A partir de la gráfica de desplazamientos de corte y esfuerzos de corte es posible identificar el esfuerzo de corte pico y/o el esfuerzo de corte residual. Una vez estimados los esfuerzos de corte pico y/o residual se representa la serie de puntos obtenidos en una gráfica de esfuerzos de corte (en el eje de abscisas) y de esfuerzos normales (en el eje de ordenadas). De la gráfica desplazamientos normales y desplazamientos de corte puede calcularse el ángulo de dilatancia (i) mediante la Ecuación 10.60 en el punto de falla [451].

Figura 10.34 Equipo de corte directo de laboratorio.

$$i = \arctan\left(\frac{\delta_n}{\delta_n}\right) \tag{10.60}$$

Obtenido el ángulo de dilatancia, se halla el ángulo de fricción interna básica de la roca ϕ_b mediante la resta del ángulo de dilatancia y el arco tangente de la relación de los esfuerzos cortante y normal, para el mismo punto obtenido en la Ecuación 10.60 (Ecuación 10.61). Según las apreciaciones de Patton [329], el valor del ángulo de dilatancia *i* tiene que estar entre 10° y 15°.

$$\phi_b = \arctan\left(\frac{\tau}{\sigma_n}\right) - i \tag{10.61}$$

Si se identifican esfuerzos de corte residuales en las curvas *esfuerzos de corte vs. deformación de corte*, se podrá también conocer el ángulo de fricción interna residual ϕ_r.
En el caso del ensayo incremental o escalonado, es importante tomar en cuenta que el ángulo de fricción total (suma del ángulo de fricción básico y el de dilatancia) disminuye en cada ensayo debido a que las asperezas de la superficie se alteran, se cortan, se pulen o se muelen. Esta situación produce que en el gr'afico *esfuerzo normal vs. esfuerzo de corte* se formen gráficas curvas cóncavas hacia abajo. El grado de daño de la rugosidad en la discontinuidad depende del nivel de carga normal sobre la misma respecto la resistencia de la pared de la discontinuidad (σ_n/JRS). Por tanto, se somete un esfuerzo normal máximo sobre las muestras equivalente al esfuerzo máximo previsto, y no así un esfuerzo cercano a la resistencia de la pared de la discontinuidad.

Cálculos

Los esfuerzos normales y de corte se calculan a partir de las fuerzas normal y de corte ejercidas durante el ensayo y el área de contacto de las superficies. Esta área de contacto de la superficies varía a medida que se produce el desplazamiento de corte, lo cual indica hacer una corrección del área inicial de contacto.
Cuando se ensayan cuerpos de prueba cilíndricas, dependiendo del ángulo de inclinación del plano de discontinuidad a ensayar respecto el eje axial del cilindro (α_e), se pueden presentar cuatro tipos de forma de superficies iniciales de corte: área rectangular para $\alpha_e = 0°$, área elíptico-rectangular para $0° \leq \alpha_e < \arctan(D_{cp}/D_{cp})$, área elíptica para $\arctan(H_{cp}/D_{cp}) \leq \alpha_e < 90°$, y área circular para el caso de $\alpha_e = 90°$. Las ecuaciones para determinar el área de contacto inicial de las superficies se presentan en las Ecuaciones 10.62.

$$A_{ci} = D_{cp} H_{cp} \tag{10.62a}$$

$$A_{ci} = \frac{1}{2}\left[H_{cp}\tan\alpha_e\sqrt{D_{cp}^2\csc^2\alpha_e - H_{cp}^2\sec^2\alpha_e} + D_{cp}^2\csc\alpha_e\arcsin\left(\frac{H_{cp}}{D_{cp}}\tan\alpha_e\right)\right] \tag{10.62b}$$

$$A_{ci} = \frac{1}{4}\pi D_{cp}^2\csc\alpha_e \tag{10.62c}$$

$$A_{ci} = \frac{1}{4}\pi D_{cp}^2 \tag{10.62d}$$

La disminución del área de contacto para un determinado desplazamiento (ΔA_c) es igual a la Ecuación 10.63a para el caso de un área rectangular, Ecuación 10.63b para el caso del área elíptico-rectangular, Ecuación 10.63c para el caso del área elíptica y Ecuación 10.63d para el caso del área circular, donde u es el desplazamiento en unidades de longitud (e.g. en milímetros).

$$\Delta A_c = D_{cp}\,u \tag{10.63a}$$

$$\Delta A_c \approx u\sin\alpha_e\sqrt{D_{cp}^2\csc^2\alpha_e - u^2} + D_{cp}^2\csc\alpha_e\arcsin\left(\frac{u\sin\alpha_e}{D_{cp}}\right) \tag{10.63b}$$

$$\Delta A_c = u\sin\alpha_e\sqrt{D_{cp}^2\csc^2\alpha_e - u^2} + D_{cp}^2\csc\alpha_e\arcsin\left(\frac{u\sin\alpha_e}{D_{cp}}\right) \tag{10.63c}$$

$$\Delta A_c = u\sqrt{D_{cp}^2 - u^2} + D_{cp}^2\arcsin\left(\frac{u}{D_{cp}}\right) \tag{10.63d}$$

El área de contacto corregido A_{cc} para un determinado desplazamiento, para el cálculo del esfuerzo normal y de corte, se calcula con la siguiente Ecuación 10.64.

$$A_{cc} = A_{ci} - \Delta A_{cc} \tag{10.64}$$

Si uno desea expresar el área corregida en términos del producto del área inicial y un factor de corrección f_c, éste último se obtiene de hacer la siguiente operación (Ecuación 10.65).

$$f_c = \frac{A_{ci} - \Delta A_{cc}}{A_{ci}} \tag{10.65}$$

De este modo, el esfuerzo de corte τ y normal σ_n a la superficie de ensayada están dados por las Ecuaciones 10.66.

$$\tau = \frac{T}{A_{cc}} \tag{10.66a}$$

$$\sigma_n = \frac{N}{A_{cc}} \tag{10.66b}$$

10.7.4. Ensayos en rellenos de discontinuidades

Los ensayos sobre rellenos de discontinuidades por lo general siguen los procedimientos y conocimientos hasta ahora adquiridos en la mecánica de suelos.

Distribución de tamaño de partículas

Para obtener la distribución de tamaño de partículas se realiza el análisis granulométrico por el método del tamizado según la norma ASTM D422 [42]. La curva granulométrica determinada por este ensayo comprende diámetros de partícula entre 75 mm y 0,075 mm. Los resultados a presentar de este ensayo son: la curva granulométrica del suelo, los valores de los índices de curvatura y uniformidad, si corresponde; y los porcentajes de grava, arenas y material fino. Una vez determinada la proporción de estos materiales, se deberá definir el grado de influencia del material fino en el comportamiento del material grueso, según el Cuadro 10.23.

Cuadro 10.23 Influencia de partículas finas en el comportamiento del relleno.

Grado de influencia	Porcentaje de material fino en %
Insignificante	< 5
Intermedio	5 a 12
Significativo	> 12

El análisis granulométrico por el método del hidrómetro está basado en la medida de la densidad de la suspensión del material de relleno con el agua, que varía a medida que pasa el tiempo; hasta que todo el material llega a sedimentarse. Está normalizado también según la norma ASTM D422 [42].
Se deberá realizar este ensayo cuando gran porción del relleno es fino y cuando se quiera tener una idea del grado de plasticidad de la arcilla del material fino. Como resultado del ensayo, se presenta de forma gráfica la curva granulométrica completa (parte gruesa y fina) y el porcentaje en peso de las partículas menores a 2 µm (C_f).

Límites de consistencia de la parte fina

Los procedimientos de ensayo para determinar el límite líquido, límite plástico y límite de contracción están normalizados según las normas ASTM D4318 [47], para los dos primeros; y ASTM D427 [46] para el último.

Con los valores obtenidos de los cuatro límites de consistencia se halla el índice de plasticidad (Ecuación 10.67) que posibilita clasificar el material del relleno de la discontinuidad de acuerdo al Cuadro 10.24. También se obtiene: el índice de liquidez (I_L) de acuerdo al contenido de humedad del relleno (Ecuación 10.68); y la actividad de la fracción de arcilla (A), si se tiene los resultados de hidrometría y si se cree que el suelo puede ser sufrir expansión, de acuerdo con las Ecuaciones 10.69 ó 10.70.

$$I_p = Ll - Lp \tag{10.67}$$

$$I_L = \frac{w - Lp}{I_p} \tag{10.68}$$

$$A = \frac{I_p}{C_f} \tag{10.69}$$

$$A = \frac{I_p}{C_f + 9} \tag{10.70}$$

Cuadro 10.24 Clasificación de la plasticidad del suelo fino de acuerdo con su índice de plasticidad.

I_p	Clasificación del material arcilloso	Resistencia seca	Identificación visual manual de una muestra seca
0 a 3	No plástica	Muy baja	Se rompe en partes
3 a 15	Poco plástica	Baja	Se rompe con los dedos
15 a 30	Plástica	Mediana	Se rompe con dificultad con los dedos
> 30	Muy plástica	Alta	Imposible de romper con los dedos

Todos los valores hallados y calculados se podrían resumir en un cuadro. Asimismo, es recomendable presentar la ubicación geométrica del material de relleno fino (a partir del punto formado por el valor del límite líquido en abscisas y el índice de plasticidad en ordenadas) en la carta de plasticidad. El índice de liquidez indica el tipo de consolidación de la arcilla (Cuadro 10.25).

La resistencia a compresión no confinada de las arcillas normalmente consolidadas se puede estimar con una correlación empírica con el índice de plasticidad propuesta (Ecuación 10.71), donde σ' es el esfuerzo efectivo vertical.

$$\frac{c_u}{\sigma'} = 0{,}11 + 3{,}7 \times 10^{-3} I_p \tag{10.71}$$

Asimismo, para una arcilla sobre-consolidada o normalmente consolidada, la siguiente relación puede usarse con base al índice de liquidez (Ecuación 10.72) [455], donde el valor de c_u está dado en kg cm^{-2}.

$$c_u = \exp(0{,}026 - 1{,}21\, I_L) \tag{10.72}$$

Densidad relativa

La densidad o peso unitario de un material no cohesivo, no revela si éste está denso o suelto. Por esta razón, la determinación de la densidad relativa de estos materiales no cohesivos es importante para su descripción y caracterización.
La densidad relativa expresa el grado de compactación de los materiales particulados no cohesivos con respecto a su densidad más suelta y su densidad más densa. La densidad relativa se expresa según la Ecuación 10.73, a partir de las relaciones de vacíos máxima e_{max}, mínima e_{min} y en sitio e.

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \tag{10.73}$$

No obstante, los valores que se obtienen de la densidad mínima y máxima no son absolutos y dependen de la norma adoptada para su obtención. Según la normas norteamericana, se tiene el método ASTM D4254 [45] para obtener la densidad mínima y el método ASTM D4253 [44] para obtener la densidad máxima. Para obtener la densidad del suelo en sitio, se usan los diferentes métodos descritos en este capítulo (Sección 10.4.6). La compacidad de este material puede clasificarse según el valor de la densidad relativa de acuerdo al Cuadro 10.26.

Compresión no-confinada

El ensayo de compresión no-confinada es de amplio uso debido por su bajo costo, rapidez, y facilidad de ejecución. Está normalizado según la norma ASTM D2166 [33]. Tiene el objeto de determinar la resistencia a compresión no confinada, la resistencia a corte no drenado y la actividad de un material particulado cohesivo. Este ensayo no es aplicable en

Cuadro 10.25 Relación entre el grado de consolidación y el índice de liquidez [295].

Índice de liquidez	Clasificación por consolidación
$<$ -0,2	Nivel alto de sobreconsolidación
-0,2 a 0,5	Sobreconsolidada
0,5 a 1,2	Normalmente consolidada
$>$ 1,2	Sensible

Cuadro 10.26 Clasificación del material por compacidad.

Densidad relativa	Clasificación del material
0 a 15	Muy suelto
15 a 35	Suelto
35 a 65	Entre suelto y denso
35 a 85	Denso
85 a 100	Muy denso

material cohesivo seco, suelos desmigajado (*crumbly soils*), lodo o cualquier otro tipo de material granular no-cohesivo.
Una vez realizado el ensayo se deberá presentar la gráfica de esfuerzo axial *versus* deformación axial, el valor de la resistencia a compresión uniaxial, la resistencia a compresión no confinada, el contenido de humedad y la fotografía de la forma de falla de la muestra. Luego se clasifica al material a través según el Cuadro 10.27.

Cuadro 10.27 Clasificación del material por la resistencia a compresión no-confinada.

c_u	Clasificación del material
< 20	Muy suave
20 a 40	Suave
40 a 75	Firme
75 a 150	Rígido
> 150	Muy rígido

Si en adición se realiza el ensayo en muestra remoldeada, es posible conocer la actividad de la muestra de acuerdo con la Ecuación 10.74 donde q_u es la resistencia a compresión no-confinada de una muestra inalterada y q_{ur} la resistencia a compresión no confinada de una muestra remoldeada, y podrá también clasificarse de acuerdo con lo que indica el Cuadro 10.28.

$$S_t = \frac{q_u}{q_{ur}} \tag{10.74}$$

Permeabilidad

La efectividad de las determinaciones de la permeabilidad en laboratorio depende del grado en que las muestras sean o no representativas del material en sitio. Los ensayos utilizados para la determinación de la conductividad hidráulica son el ensayo de carga constante

(ASTM D2434) y el de carga variable (no normalizada). La prueba de carga constante es adecuada para materiales no-cohesivos granulares y la de carga variable para materiales de partículas finas.
En la prueba de carga constante, el flujo del fluido se ajusta de modo que la diferencia entre la entrada y la salida permanezca constante durante el periodo del ensayo. Luego que se establece el flujo constante, para una saturación del 100 %, un determinado volumen se colecta durante un tiempo establecido. La conductividad hidráulica se determina por la Ecuación 10.75, donde Q es el volumen de fluido V colectado durante el tiempo t, L es la longitud de la muestra en la dirección del flujo, A el área de la muestra perpendicular al flujo, h la diferencia piezométrica promedio al centro de la muestra y t el tiempo trascurrido para colectar V (Ecuación 10.75).

$$k = \frac{QL}{Aht} \tag{10.75}$$

En la prueba de carga variable se determina el tiempo en que la carga disminuye de una altura a otra establecida. Por este método la conductividad se expresa por la Ecuación 10.76, donde: a es el área de la bureta del permeámetro, A el área de la muestra, L la longitud de la muestra, t el tiempo de descenso de la carga, h_1 y h_2 son las alturas piezométricas en el tiempo 1 y 2, respectivamente.

$$k = \frac{aL}{At} \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \tag{10.76}$$

10.8. Ensayos en material rocoso continuo

En la presente sección se hablará acerca de los ensayos en material rocoso considerado continuo desde el punto de vista mesoscópico, tanto los ensayos a tracción como a compresión. Como especial referencia sobre los ensayos a compresión uniaxial y triaxial axisimétrico se recomienda consultar, aparte de las normas particulares descritas en cada sub-sección, la norma ASTM D-7012 debido a que engloba éstos ensayos en un sola especificación [69].

Cuadro 10.28 Clasificación del material por la sensibilidad.

c_u	Clasificación del material
1	Insensible
1 a 4	Baja sensibilidad
4 a 8	Sensible
8 a 16	Extra sensible
> 16	Rápida

10.8.1. Tracción directa

La *resistencia a tensión o tracción uniaxal* es el máximo esfuerzo que soporta el material ante la rotura por tracción uniaxial pura, de este modo el ensayo de tracción directa (DPT: *Direct Pull Test*) es el ensayo ideal para obtener este parámetro de resistencia. Se obtiene mediante un ensayo de laboratorio que aplica fuerzas distensivas en una probeta cilíndrica de material rocoso. El cálculo del valor final se obtiene mediante la Ecuación 10.77, donde T es la fuerza de tracción aplicada y A el área de la sección transversal del núcleo.

$$\sigma_{\text{ti}} = \frac{T}{A} \tag{10.77}$$

Este ensayo está normalizado según la ASTM D2936 [38]. En este ensayo se asume que el estado de esfuerzos es uniaxial y uniforme en el área, no obstante esta suposición es no es válida y el resultado de la resistencia a tracción resulta ser por consiguiente impreciso [130]. La concentración de esfuerzos en las mandíbulas del equipo que agarra la muestra puede ser la responsable de una falla temprana en la muestra, si ésta se presenta cerca de las mandíbulas. Asimismo, si la falla ocurre alejada de los bordes (i.e. en la parte central de la muestra) el estado de esfuerzos puede que no sea uniforme en toda la sección transversal, debido a las imperfecciones geométricas, las no-alienaciones y la falta de paralelismo entre la muestra y el eje de carga que introducen momentos flectores. De este modo, la preparación de las muestras para el ensayo de tracción directa son consideradas costosas [101, 214].

Numerosos estudios se han ejecutado con el fin de reducir la dispersión de los resultados asociados con la ejecución práctica de los ensayos de tracción directa. Se han empleado conectores de bisagra puntual (*pin-hinged connection*) entre las mandíbulas de la muestra y el aparato de carga con el objeto de reducir los momentos flectores inducidos por las imperfecciones geométricas y desalineaciones de la muestra. También se han propuesto diversos métodos para sujetar las muestras. La Figura 10.35 muestra algunas soluciones propuestas por diversos autores.

Dentro de las tres formas de sujetar las muestras, la propuesta por Fairfurst (1961) [155] induce la menor alteración de esfuerzos y es recomendado por la ISRM.

En otros métodos no estándares, para forzar que la fractura se produzca en la parte central de la muestra (i.e. lejos de la concentración de esfuerzos) se propone preparar la muestra en forma de mancorna, también llamado de muestra tipo *hueso de perro* (Figura 10.36), ó haced una muesca en la superficie de la muestra. La primera solución necesita mayor precisión en la preparación de la muestra, donde en el caso de muestras débiles no es muy sencillo completar; y en el segundo caso, ese trabajo introduce en la muestra concentraciones de esfuerzos, donde es necesario hacer interpretaciones teóricas para la interpretación de los resultados.

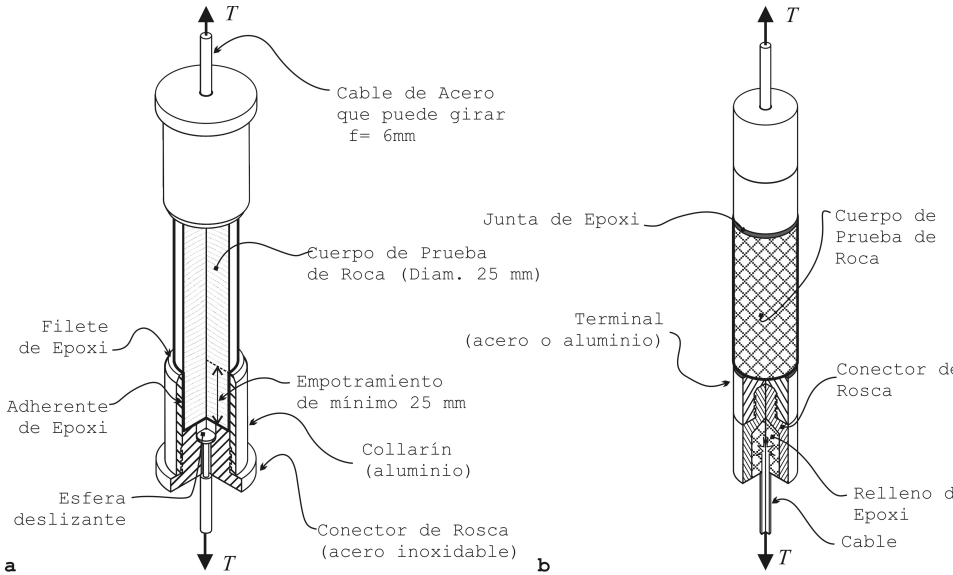


Figura 10.35 Formas de sujetar la muestra con las mordazas de la prensa de tracción. **a** Según Obert *et al.* (1946) [311] y Hawkes & Mellor (1970) [214], los extremos de la muestra están pegadas a collarines donde éstos últimos están luego conectados a la prensa de tracción a través de juntas esféricas deslizantes y un cable que rota con el fin de evitar la torsión de la muestra durante el ensayo; **b** según Fairhurst (1961) [155], las tapas metálicas son pegadas con cemento epóxico a las bases de la muestra.

10.8.2. Tracción indirecta

Los ensayos para determinar la resistencia a tracción en forma indirecta son:

- ensayo Brasilero (BT: *Brazilian Test*);
- ensayo de flexión de cuatro puntos (FPBT: *Four Point Beam Test*);
- ensayo del anillo (RT: *Ring Test*);
- ensayo Luong (LT: *Luong Test*).

No obstante, ninguno de los ensayos indirectos de tracción pueden substituir al ensayo directo [214].

Ensayo brasilero

El ensayo brasilero (BT) es el ensayo de tracción indirecta más popular debido a que la preparación de las muestras, no requiere un cuidado particular ni necesita técnicas costosas; se

puede adaptar cualquier prensa de compresión para dicho ensayo, tiene bajas dispersiones en los resultados obtenidos y se pueden ejecutar ensayos de anisotropía con tan sólo rotar la muestra de tal modo de variar el ángulo del plano de anisotropía con el eje de carga [78]. Este ensayo fue propuesto por Lobo-Carneiro en 1943, cuando ensayaba probetas cilíndricas de hormigón de 60 cm de diámetro para el traslado de la Iglesia de San Pedro en el estado de Rio de Janeiro, Brasil [107, 154]. El ensayo consiste de comprimir una muestra en forma de disco entre placas planas o curvas (Figura 10.37) a lo largo de su diámetro.
Se emplean discos de roca desde el diámetro de 47 mm según la norma ASTM D3967 [41] o 54 mm según las recomendaciones de la ISRM, donde la relación $^{L}/_{D}$ puede variar entre 0,2 a 0,75 (la ISRM recomienda una relación cercana a 0,5; mientras que la norma ASTM sugiere una relación de 0,4 a 0,5). La carga de aplicación sobre la probeta es lineal y actúa a lo largo del plano del diámetro en la superficie.
Para obtener un valor medio significativo y representativo, se preparan, por lo menos diez muestras. En caso de presentar una diferencia de 5 % entre los valores obtenidos, el número de muestras ensayadas puede ser menor al recomendado y su resultado es aceptable. El contenido de humedad de la roca en estudio influye en los resultados, por lo cual se preservan las condiciones de humedad hasta el momento del ensayo; de este modo, el valor del contendido de humedad se determina luego del ensayo.
En la etapa de pre-rotura en este ensayo, se pueden presentar los siguientes comportamientos: cierre de micro fisuras al efecto de la compresión; deformación elástica de los granos de minerales; propagación estable de micro fisuras en dirección al esfuerzo principal; pro-

Figura 10.36 Muestra en forma de *hueso de perro* preparada para el ensayo de tracción directa.

pagación inestable de micro fisuras que se convierten al final en una macro fisura, que es la rotura final.

En este ensayo se discute mucho acerca si se emplean placas planas o circulares para la compresión. Según Hondros (1959) [219] las placas planas transmiten una fuerza concentrada, mientras que las placas circulares generan cargas distribuidas. No obstante, el campo de esfuerzos en ambos casos es elástico e igual en el centro de la muestra, con la diferencia que el campo de esfuerzos sólo aplica sobre la parte exterior del disco, donde los esfuerzos normales compresivos radiales tienden a ser infinitos para el caso de las placas planas, y constantes para el caso de las placas circulares (Figura 10.38).

Por el contrario, Colback (1966) [119] presentó una discusión detallada basada en argumentos teóricos y evidencias experimentales. Mostró que la fractura inicial ocurre en el contacto de las placas con la muestra sólo cuando se emplean las placas planas; mientras que con las placas circulares, la fractura ocurre en el tercio central del disco. Por tanto, el ensayo brasilero se hace con placas circulares con el objeto de cumplir con la hipótesis que los esfuerzos de tracción se generan en el centro de la muestra [214].

El ensayo brasilero provee una buena estimación de la resistencia a tracción sólo en materiales que obedecen al modelo de Griffith y para cargas distribuidas. Las cargas distribuidas pueden lograrse también con placas planas, si entre las placas y la muestra, se coloca cartón espeso. La carga distribuida tiene que abarcar un sector de circunferencia de 15° [156].

Hudson *et al.* (1972) [227] concluyeron por otro lado, que el ensayo brasilero no debería ser usado para determinar la resistencia a tracción del material rocoso y que además este re-

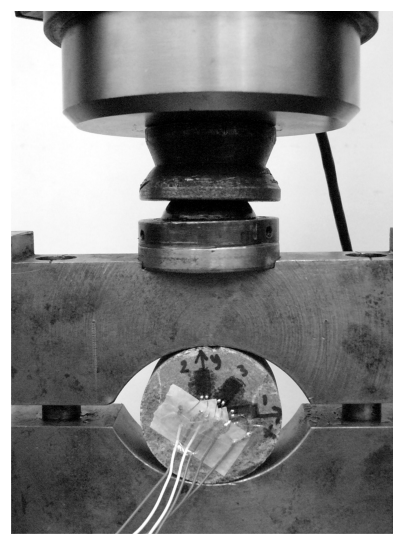


Figura 10.37 Ensayo de tracción indirecta BT.

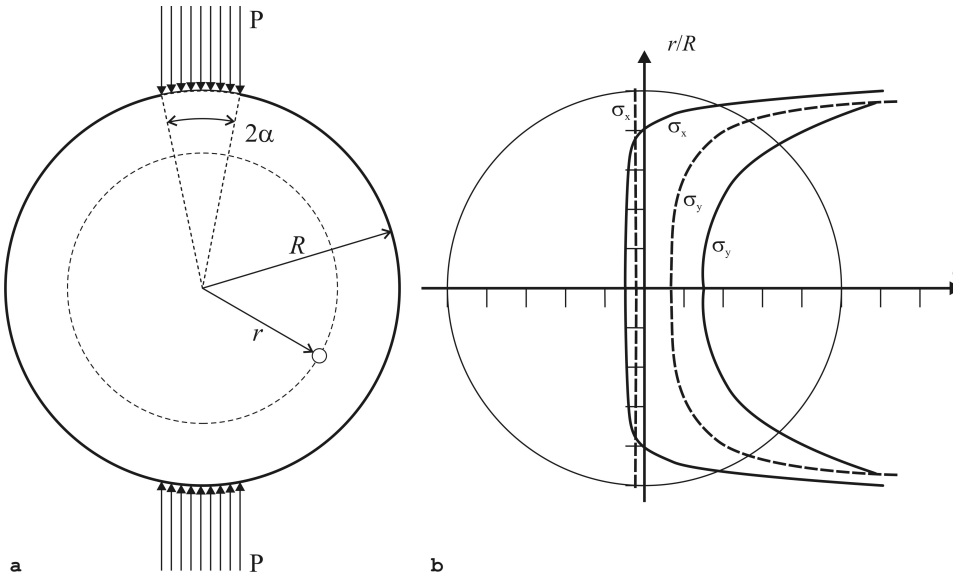


Figura 10.38 Esfuerzos radiales σ_y y circunferenciales σ_x a lo largo del diámetro de una muestra sometida al ensayo BT. **a** Esquema de la influencia del ancho de la carga *P*; **b** variación de esfuerzos respecto el radio de la muestra, *trazo segmentado* para placas planas y *trazo continuo* para placas curvas [130].

sultado no debería ser considerado como propiedad del mismo. Asimismo, se demostró que durante el ensayo BT el material rocoso está en un estado de esfuerzos tridimensional complicado, y que por estas razones este ensayo se hace menos atractivo si se desea tomar en cuenta este aspecto [443] [413].

También, los valores de la resistencia a tracción obtenido por el BT sobre estiman el valor obtenido por el ensayo de tracción directa [209] y la calidad de los resultados dependen de cada tipo de material rocoso [239]. En oposición, Hawkens & Mellor (1970) [214] mencionan que el ensayo después de todo provee una buena estimación de la resistencia a tracción del material rocoso.

Aparte de sólo la determinación de la resistencia a compresión a tracción del material rocoso, se propusieron las siguientes ecuaciones para estimar el módulo elástico y la relación de Poisson a partir del ensayo de tracción indirecta (Ecuaciones 10.78 y 10.79) [219]. Para ello, es necesario pegar una roseta, de dos elementos orientados a 90 °, a cada cara de la muestra en el centro de la misma, con el objeto de medir las deformaciones radiales en el sentido vertical (ε_{ry}) y las deformaciones tangenciales ($\varepsilon_{\theta y}$).

$$\nu = -\frac{3\varepsilon_{\theta y} + \varepsilon_{ry}}{3\varepsilon_{ry} + \varepsilon_{\theta y}} \tag{10.78}$$

$$E = -\frac{6P(1-\nu^2)}{\pi D t(\varepsilon_{ry} + \nu\varepsilon_{\theta y})} \tag{10.79}$$

Como los esfuerzos y las deformaciones varían a lo largo de la muestra es necesario usar pequeñas galgas extensométricas si se quieren evitar excesivos errores. La longitud de cada galga extensométrica no puede ser mayor que 0,07 veces el diámetro del la muestra, para tener una exactitud del 5 %. Si es necesario de colocar una galga extensométrica fuera del centro de la muestra, cuando estas galgas no están sobrepuestas, es preferible desplazar la galga que mide la deformación radial a lo largo del diámetro vertical, debido a que la deformación radial más constante que que la deformación tangencial en el centro [155].
En los primeros ensayos de tracción indirecta, las muestras usadas eran cilíndricas con una relación altura-diámetro mayor a 1,2. Esta situación genera un campo de esfuerzos triaxial y no biaxial cuando se tiene un muestra de menor relación altura-diámetro. Si fuese el primer caso, las anteriores expresiones para la determinación del módulo elástico y la relación de Poisson no son válidas.
También se propone una correlación entre el índice de ensayo brasilero (BTI: *Brazilian Test Index*, I_{BT}) y la resistencia a compresión uniaxial (Ecuación 10.80).

$$\sigma_{\mathrm{ci}} = 11{,}7\, I_{\mathrm{BT}} + 14{,}4; r = 0{,}88 \tag{10.80}$$

En lo que se refiere a este ensayo, se usa en la actualidad el *índice de deformación del ensayo brasilero* (BDI: *Brazilian Deformational Index*, I_{BD}), que se obtiene a partir de las lecturas durante el ensayo de una galga extensométrica al centro de la muestra en sentido perpendicular al plano de rotura. El BDI es la relación del esfuerzo a tracción con la deformación en la parte lineal de esta curva. Se encontró por ejemplo que es más factible encontrar una relación del BDI con el grado de meteorización de una muestra [75].

Ensayo de flexión de cuatro puntos

En el ensayo de flexión de cuatro puntos (FPBT: *Four Point Beam Test*) se emplean vigas de material rocoso de sección circular o rectangular. Este ensayo fue adoptado como estándar para determinar la resistencia a tracción de materiales naturales y artificiales tales como piedras de construcción, rocas sedimentarias con un plano de anisotropía (e.g. carbón, pizarra) y cemento (e.g. ASTM C99 [30], ASTM C880 [29], EN 12372 [147], EN 13161 [148]).
Consiste en cargar una barra simplemente apoyada perpendicular a su eje axial en dos puntos. La resistencia a tracción se evalúa con la ecuación de Navier para las fibras en tracción a partir del eje neutral de la sección transversal de la barra. Para el ensayo FPBT se verifica que las dos cargas estén separadas en más de dos alturas de la sección ensayada, y que la fractura se desarrolle entre éstas. Ensayos de laboratorio hechos por varios investigadores revelan que la resistencia a tracción estimada por el ensayo FPBT es mayor al valor obtenido por ensayos de tracción directa (DPT) para un mismo material [239] [237].

La sección de las vigas de ensayo puede ser cuadrada con un lado de 50 mm, o rectangular donde el lado mayor (h) puede tener una dimensión de 30 mm a 60 mm con una relación $^{h}/_{b}$ de 1,2 a 2. La longitud de la viga puede estar entre 160 mm a 220 mm con separación entre cargas de 70 mm a 130 mm.

Ensayo del anillo

Este ensayo se conoce con dos nombres, *ensayo del anillo* (RT: *Ring Test*) y *ensayo del aro* (HT: *Hoop Test*) [452].
El fin de plantear el presente ensayo fue de resolver el debate acerca del tipo y ubicación del desarrollo de la fractura inicial a tracción en la muestra.
Se ensayan muestras cilíndricas cortas con un orificio concéntrico (i.e. muestra en forma de dona [*donut*]). Las muestras en forma de dona pueden tener un diámetro externo de 30 mm a 150 mm, con una razón diámetro mayor externo con altura $^{D_M}/_{H}$ igual a uno, y una razón diámetro menor interno con diámetro mayor externo $^{D_m}/_{D_M}$ entre 0,2 a 0,6.
En este ensayo se obliga a que la ubicación y desarrollo de la fractura sea a través de un plano diametral a la muestra. No obstante, se uno tropieza con nuevos problemas, como la dependencia de los valores de tracción estimados con la relación del diámetro del círculo menor interno y el mayor externo del cuerpo de prueba.
El ensayo consiste en aplicar dos fuerzas iguales F de sentidos contrarios en el diámetro interno de la muestra. Las fuerzas coplanares y en un mismo diámetro transmiten esfuerzos de tracción a través de dos placas de forma de un semi-cilindro (i.e. la mitad un cilindro cortado por un plano vertical en el eje central del mismo) [101]. La aplicación de las fuerzas se hace en forma gradual y se tiene que alcanzar la rotura en los siguientes primero a cinco minutos. El esfuerzo a tracción de la roca se representa por el *índice de la tracción Hoop* (I_{TI}) y se obtiene de la siguiente expresión (Ecuación 10.81).

$$I_{TI} = \frac{F}{H\,(D_M - D_m)} \tag{10.81}$$

El campo de esfuerzos que se desarrollan en la muestra durante el ensayo es muy complejo [242] que hace que la interpretación de este ensayo resulte dificultosa.
Se mostró también que los valores de la resistencia a tracción de las muestras obtenidas por este ensayo sobrestima los valores obtenidos por el ensayo de tracción directa [226]. Por otro lado, se encontraron valores diversos, donde en algunas muestras se infra estimaron los valores del ensayo de tracción directa [101].

Ensayo de Luong

El ensayo de Luong (LT), como su nombre lo revela, fue propuesto por Luong en 1986 [284]. Este ensayo es atractivo debido a que se ejecuta en prensas ordinarias sin ninguna

modificación y requiere una preparación sencilla de la muestra. La geometría de la muestra se muestra en la Figura 10.39.
Debido a que la parte interna y externa de la muestra durante su compresión está en régimen compresivo, la parte intermedia se encuentra en un régimen de esfuerzo de tracción uniaxial. Si bien el ensayo fue diseñado para que en este sector se genere una tracción pura uniaxial, es posible que se generen algunos momentos flectores por algunos defectos en la preparación de la muestra o por su geometría defectuosa. Esto indica que para cada radio en esta parte, el esfuerzo a tracción no es constante en su totalidad.
En la literatura acerca de este método, no se detallan especificaciones estándares acerca de la forma y tamaño de las muestras. Se tiene reportado que se emplearon muestras cuyos diámetros exteriores variaron de 80 mm a 100 mm, y que los diámetros intermedios e internos entre 50 mm a 75 mm y 25 mm a 38 mm, respectivamente.
Este método tiene pocos resultados experimentales publicados [284, 285, 286, 130] y estas primeras investigaciones observaron que son menores a los resultados que se obtendrían con ensayos de tracción directa. No obstante, el ensayo cobra cada vez mayor importancia debido a que la fractura siempre se desarrolla en las esquinas de los cortes cilíndricos practicados y el campo de esfuerzos en la zona ensayada es de tracción, es homogénea

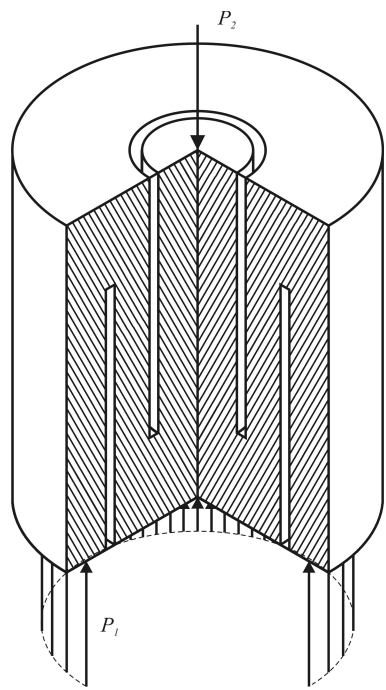


Figura 10.39 Vista axonométrica de una muestra empleada para el ensayo Luong (Modificado de [130]).

y uniaxial; si se evita al máximo los momentos flectores, situaciones que son ventajosas contra los otros ensayos de tracción indirecta.

10.8.3. Tracción directa vs. tracción indirecta

A continuación se describen algunas ventajas y desventajas del los ensayos de tracción directa e indirecta. En este sentido Fairhurst [155] indica lo siguiente:

- el ensayo indirecto requiere menos preparación de la muestra que el ensayo directo;
- el ensayo directo, asume la inexistencia de concentración de esfuerzos en los bordes y la inexistencia de efectos superficiales, lo cual se le atribuye al ensayo de ser aquel que da la verdadera resistencia a tracción uniaxial de la roca;
- el ensayo indirecto en muestras cilíndricas causa la falla de la muestra en un campo de esfuerzos biaxial;
- el ensayo indirecto da valores menores de tracción uniaxial al del ensayo directo, sin embargo no existe una diferencia significativa entre los resultados de ambos ensayos debido a posibles efectos de debilitamiento en el ensayo directo.

Al observar ambos métodos desde el punto de vista de la utilidad de los resultados en la aplicación de la descripción del comportamiento del material rocoso, se comenta que la falla por tracción indirecta es un fenómeno común y relevante en bloques dentro del macizo rocoso, debido a que una variación del campo de esfuerzos en el macizo rocoso puede someter a cualquiera de los bloques constituyentes a cargas puntuales entre sus contactos, que inducirán fallas por tracción indirecta; mientras que un bloque en este medio no estará sometido a cargas uniaxiales de tracción directa. Por consiguiente, a *priori* se prefieren los ensayos de tracción indirecta.

10.8.4. Compresión uniaxial

El ensayo de compresión uniaxial es sin duda el ensayo más usado e importante en cualquier investigación de mecánicas de rocas. Este ensayo se restringe a aquellos materiales rocosos que son duros, irrompibles y que permitan su preparación. Para este ensayo se preparan cuerpos de prueba de material rocoso de forma cilíndrica a partir de bloques de muestras o de núcleos extraídos de las perforaciones, tal como se describe en la Sección 10.3.

La *resistencia última a compresión uniaxial* de un cuerpo de prueba de material rocoso es el valor del esfuerzo último registrado antes de producirse la falla, cuando éste es sometido a un esfuerzo paralelo al eje axial de la muestra que no está confinada.

Dentro de las rutinas para realizar el ensayo de resistencia a compresión uniaxial se diferencian al menos tres tipos de ensayos:

- ensayo de compresión uniaxial estándar no especializado, debido a que sólo requiere alcanzar la ruptura del cuerpo de prueba;
- ensayo de compresión uniaxial estándar especializado, llamada así porque los procedimientos son más exigentes y mayores, y además porque tiene el objeto de obtener los parámetros de resistencia y deformación del material rocoso a distintos niveles críticos;
- ensayo de compresión uniaxial especializado con curva de post-rotura, igual al anterior pero con la necesidad de obtener la curva completa de esfuerzo–deformación.

En todos estos tipos de ensayos es importante, reportar el contenido de humedad del material rocoso al lado del valor de la resistencia a compresión uniaxial, así como la forma y las dimensiones del cuerpo de prueba (e.g. el diámetro y relación diámetro–altura). Cuando no se tiene el dato del contenido de humedad del material rocoso en el momento de su extracción, se ensaya el mismo a dos condiciones: condición seca y saturada; esto debido a que en especial en las rocas débiles, blandas o porosas el valor de resistencia depende mucho del contenido de humedad al que se encuentra durante el ensayo.
En los ensayos hechos en cuerpos de prueba cilíndricos, se hace una corrección por esbeltez y tamaño del cuerpo de prueba. En los cuerpos de prueba donde la relación altura–diámetro (H_{CP}/D_{CP}) es menor a dos, se hace la corrección conocida como *corrección de Protodyakonov* donde σ^*_{ci} es el esfuerzo medido por el equipo y σ_{ci} es el esfuerzo corregido y las constantes a y b varían de acuerdo con diferentes autores (Ecuación 10.82 y Cuadro 10.29).

$$\sigma_{ci} = \sigma^*_{ci} \left(\frac{1}{a + b \frac{H_{CP}}{D_{CP}}} \right) \tag{10.82}$$

Cuadro 10.29 Constantes para la corrección de Protodyakonov.

a	b	Referencia
0,880	0,240	[39]
0,778	0,222	[321]

Estándar no-especializado

Los resultados obtenidos de un ensayo de compresión uniaxial estándar no especializado en material rocoso da sólo una idea de la competencia de la estructura del material.
La falla del cuerpo de prueba según este procedimiento, muchas veces puede ser violenta. Para prevenir accidentes a causa de fragmentos de roca es recomendable colocar una malla

de protección alrededor de la muestra ó estar equipado con lentes de seguridad y mandil de cuero.
La resistencia a compresión uniaxial se calcula con la máxima carga de compresión alcanzada durante el ensayo (P) y con el área de la sección transversal del cuerpo de prueba registrada al inicio del ensayo (A) (Ecuación refeq: 179).

$$\sigma_{ci} = \frac{P}{A} \tag{10.83}$$

El ensayo se ejecuta en prensas no controladas por servos, prensas de baja rigidez, con cuerpos de prueba sin altas exigencias de precisión geométrica y no instrumentados para la medida de deformaciones. En la mayoría de las veces se usa prensas de concreto de alta producción, por lo que es muy atractivo para ensayar grandes volúmenes de muestras. Sin embargo, este ensayo no-especializado sólo da valores referenciales y de baja calidad de la resistencia a compresión uniaxial (muchas veces más bajos de los reales) y sacrifica cuerpos de prueba que pueden ser mejor preparados y aprovechados en el ensayo de compresión uniaxial estándar especializado. Por estas razones, se recomienda evitar este tipo de ensayo como recurso inicial en la programación de ensayos de laboratorio en materiales rocosos.
El ensayo se puede realizar con base a algunas de las recomendaciones de la norma ASTM D2938 [39] o el método sugerido por la ISRM.

Estándar especializado

El ensayo de resistencia a compresión uniaxial estándar especializado se usa para determinar además de la resistencia a compresión uniaxial del material rocoso, las curvas esfuerzos *vs.* deformaciones del material, y por ende su módulo de Young o de deformación elástica (E) y la relación de Poisson (ν), que posibilita la clasificación y caracterización del material rocoso desde el punto de vista mecánico. Éste está regido según las recomendaciones de de la norma ASTM D2938 [39] o el método sugerido por la ISRM.
Para lograr el ensayo de forma satisfactoria, se tiene que poseer de un equipo de alta rigidez que permita controlar el estado de deformaciones pre-rotura; y sobre la superficie de los núcleos se tienen que colar galgas extensométricas y/o deformímetros dispuestos paralelos a la longitud y diámetro de la muestra (Figura 10.40), conectados a un equipo de adquisición de datos continuo y acoplado al transductor que lee la fuerza axial aplicada.

Especializado con curva de post-rotura

Para lograr el ensayo de resistencia a compresión uniaxial especializado con curva de post-rotura es necesario tener un equipo rígido y servo-controlado. Con esto es posible tener gran información acerca del comportamiento mecánico del material rocoso, como ser:

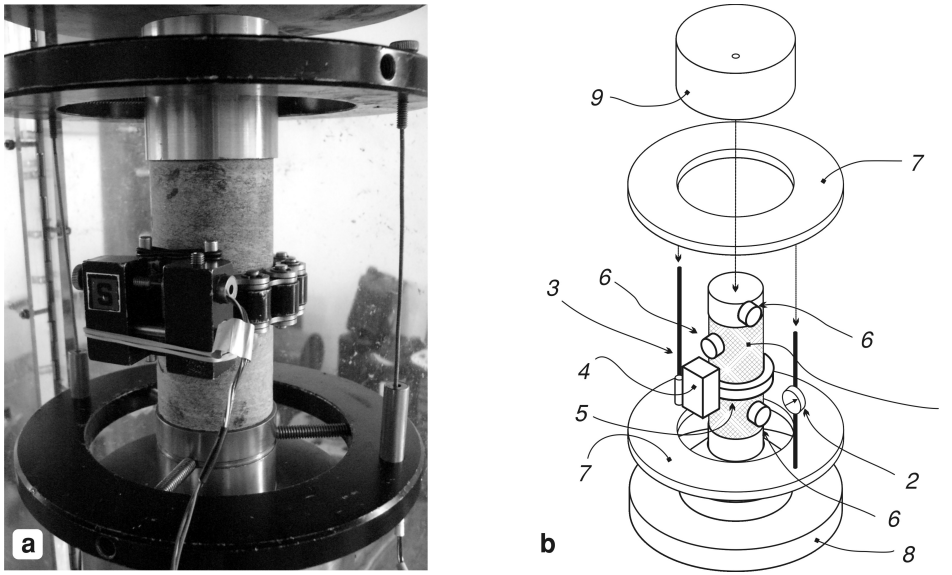


Figura 10.40 Cuerpo de prueba con la instrumentación de medida de la deformación del material para el ensayo de compresión uniaxial estándar especializado. **a** Fotografía; **b** esquema: *1* cuerpo de prueba, *2* transductor de desplazamiento vertical, *3* soporte del transductor, *4* transductor de deformación diametral, *5* cadena, *6* sensor de emisiones acústicas, *7* soportes, *8* base, *9* placa de carga tipo rótula.

- curva esfuerzo axial *vs.* deformación axial;
- curva esfuerzo axial *vs.* deformación radial;
- curva esfuerzo axial *vs.* deformación volumétrica;
- resistencia a compresión uniaxial pico;
- resistencia a compresión uniaxial residual;
- esfuerzo de cierre de fisuras;
- esfuerzo de inicio de propagación de fisuras;
- esfuerzo al inicio de coalescencia del material;
- esfuerzos del rango elástico;
- ángulo de dilatancia del material.

En cuerpos de prueba no-cilíndricos

Otros tipos de ensayos de compresión uniaxial no-estándares fueron idealizados para proyectos de investigación pero para cuerpos de prueba no cilíndricos, con el fin de mejorar la condición de homogeneidad del estado de esfuerzos desarrollado en el cuerpo de prueba y

evitar los problemas de contacto *Placa y Cuerpo de Prueba* y problemas de concentración de esfuerzos.
Para este fin, se han ensayado cuerpos de prueba de forma de mancuerna o también llamada forma de *hueso de perro*. En cuerpos de prueba de esta forma, se garantiza que la falla ocurra en la parte central angosta del mismo.
Otro cuerpo de prueba usado para evitar los problemas de contacto fue uno cilíndrico pero con concavidades cónicas en los dos planos directrices. Para ensayar éstos se tuvieron que fabricar placas convexas de forma cónica de iguales dimensiones a las concavidades de los cuerpos de prueba.
También se encontró que se podía garantizar que la falla se inicie en el centro de la muestra y no en los extremos, si se usaban cuerpos de prueba con relaciones $^{H}/_{D} \geq 3$, sin embargo, se empiezan a tener problemas de pandeo del cuerpo de prueba y tener una reducción de la resistencia a compresión uniaxial por el efecto escala.

10.8.5. Compresión triaxial axisimétrica

La Figura 10.41 muestra dos tipos de celdas triaxiales para el caso axisimétrico . Con estas celdas se pueden realizar ensayos estándar y multi-etapas, como se describe a continuación.

Estándar

Otro ensayo común de laboratorio en el material rocoso es el ensayo triaxial estándar axisimétrico, ensayo introducido por Von-Karman en 1911 [438] dentro del campo de la mecánica general. Los actuales equipos de ensayo triaxial estándar, pueden alcanzar esfuerzos de cámara de 200 MPa a 700 MPa.
A pesar de las limitaciones que ofrece el sólo obtener la resistencia triaxial bi-dimensional, aún comprender el comportamiento y propiedades del material rocoso es útil para los investigadores e ingenieros.
Por ejemplo, este ensayo posibilitó descubrir la transición entre el estado frágil y dúctil del material rocoso en función a la presión de confinamiento y la temperatura. También posibilitó analizar los efectos de la presión intersticial en la resistencia última del material rocoso, posibilitó ver los fenómenos de dilatancia, la fisuración frágil a compresión. U otros muchos fenómenos que hoy en día son fundamento de la mecánica de rocas.

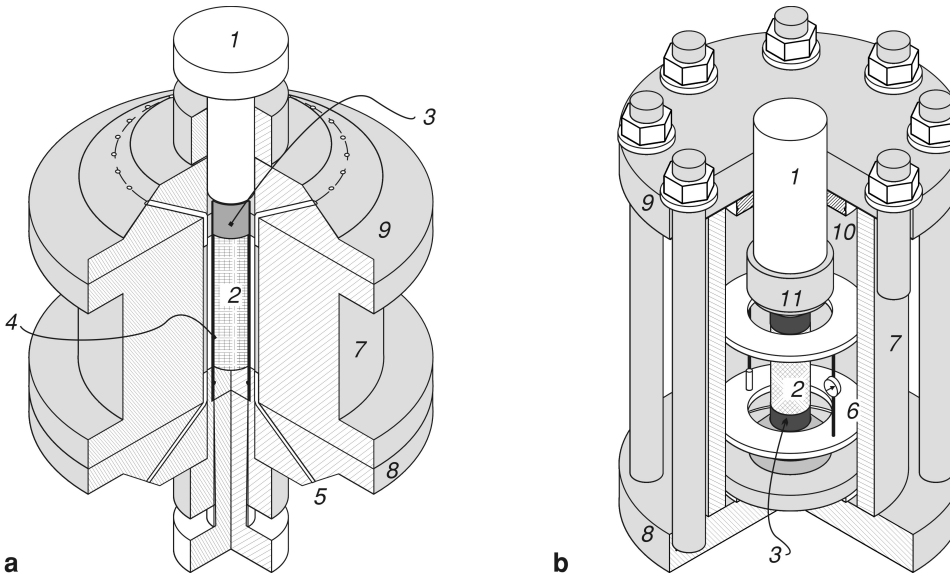


Figura 10.41 Celdas para el ensayo triaxial axisimétrico. **a** Sin capacidades de instrumentar el cuerpo de prueba pero para altas presiones de confinamiento; **b** con capacidad de instrumentar el cuerpo de prueba pero para bajas presiones de confinamiento: *1* Pistón, *2* Cuerpo de prueba, *3* placas de carga, *4* membrana, *5* conductos de aceite hidráulico, *6* deformímetro axial, *7* cuerpo de la celda, *8* y *9* tapas inferior y superior, *10* receptáculo o cámara, *11* rótula.

Multi-etapas

El ensayo triaxial axisimétrico multi-etapas en muestras de material rocoso tiene el objeto de producir una envolvente de resistencia pico del material. Esto disminuye la necesidad de ejecutar muchos ensayos triaxiales sencillos de muestras individuales. Este ensayo también se denomina *ensayo triaxial escalonado*.

A pesar de la economía que brinda este procedimiento, se observó que la muestra ensayada por este procedimiento sufre un daño progresivo cuando ésta es cargada al esfuerzo crítico de cada etapa. De este modo, existe una subestimación de la resistencia global del material a medida que se incrementan las etapas.

Por tanto, se investigó con más detalle la dregradación que sufría el material rocoso cuando se someía al procedimiento propuesto para este ensayo [97]. Como resultado de esta investigación, se propuso un nuevo procedimiento que se basa en la identificación del punto de inicio del daño del material rocoso a través de medidas de emisiones acústicas. Los resultados mostraron que según un apropiado análisis y con el empleo del nuevo procedimiento, es posible identificar la envolvente de la resistencia pico del material rocoso en forma si-

milar al que se podría obtener, si se realizaran los ensayos según el procedimiento simple de ensayos en cada cuerpo de prueba.
La Figura 10.42, muestra las curvas *esfuerzo axial vs. deformación axial* obtenidas con el método estándar, según el nuevo procedimiento multietapas y según el procedimiento multietapas antigüo. Se observa gran semejanza entre los resultados de los dos primeros mencionados métodos de ensayo.

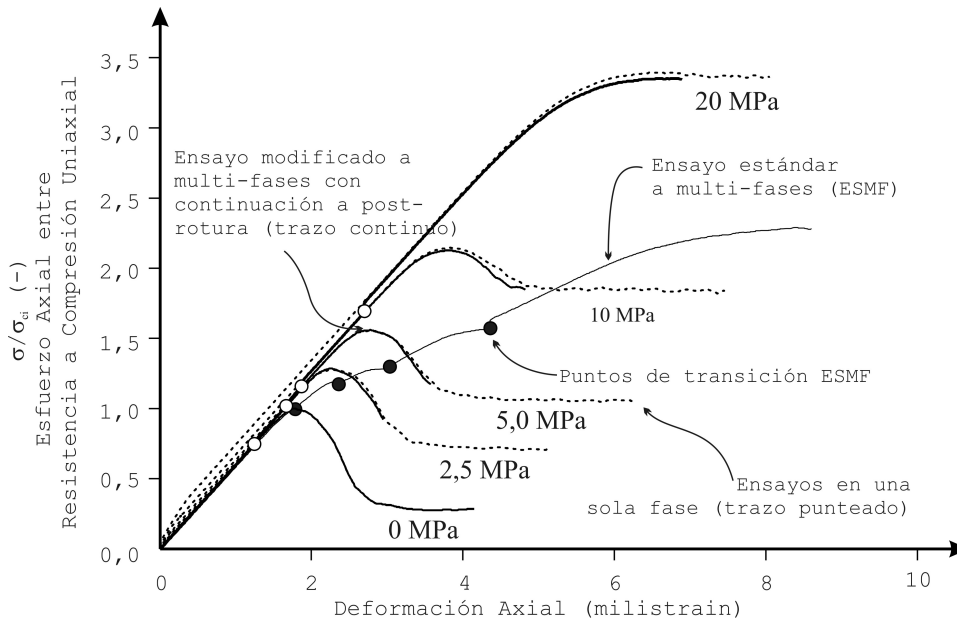


Figura 10.42 Curvas esfuerzo vs. deformación axial en el ensayo triaxial axisimétrico multi-etapas (Modificado de [97]).

10.8.6. Poliaxial o triaxial verdadero

Con el objeto de investigar el comportamiento de los materiales rocosos para la gran mayoría de los estados de esfuerzos tridimensionales, es necesario tener una celda poliaxial (algunos autores la llaman celda triaxial verdadera). La mayoría de estas celdas tienen mecanismos ortogonales que usan pistones lineales, gatos planos o membranas gruesas con aceite hidráulico a presión como elementos para generar los esfuerzos en los tres ejes axiales ortogonales. En estas celdas se ensayan por consiguiente cuerpos de prueba cúbicos o

prismáticos. La Figura 10.43 muestra dos tipos de celdas para lograr ensayos poliaxiales en muestras de roca.

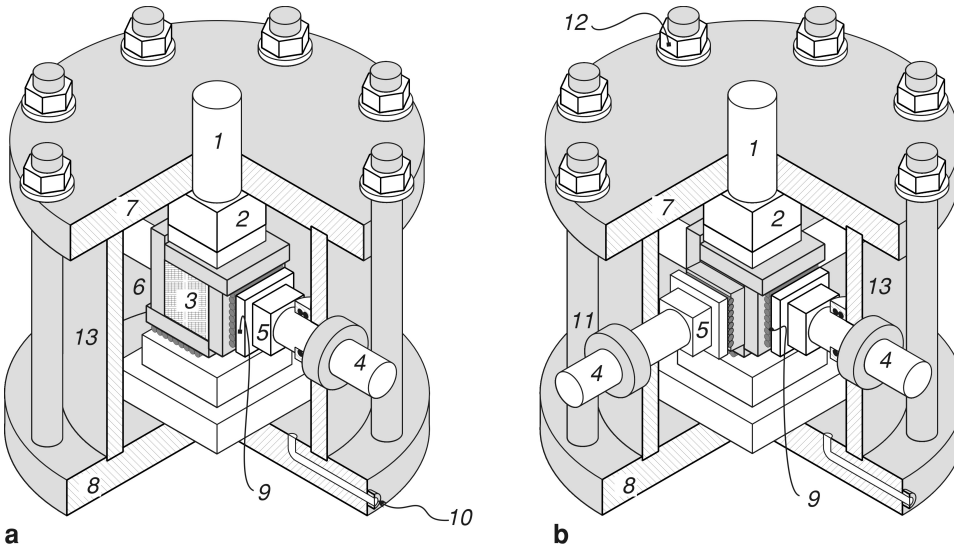


Figura 10.43 Celdas para el ensayo triaxial verdadero. **a** El esfuerzo principal menor es aplicado mediante presión hidráulica; **b** el esfuerzo principal menor es aplicado mediante un pistón al igual que el esfuerzo principal intermedio: *1* pistón, *2* placa de carga vertical, *3* cuerpo de prueba, *4* pistón lateral, *5* cabeza de transmisión, *6* cámara de aceite hidráulico, *7* y *8* tapas superior e inferior, *9* placa de carga deslizante, *10* conducto de aceite hidráulico, *11* barras de sujeción de tapas, *12* pernos, *13* cuerpo de la celda.

Los mayores inconvenientes de la configuración de estas celdas son:

- la existencia de una interferencia de los desplazamientos en los tres ejes axiales ortogonales;
- la necesidad de usar equipos especiales para la preparación de los cuerpos de prueba para cumplir con las exigencias de exactitud geométrica, paralelismo y perpendicularidad entre caras;
- se pierden capacidades para adicionar equipos de medida (e.g. equipos para medir deformaciones, presión intersticial o de control de propagación de fracturas).

En el ensayo triaxial axisimétrico, la deformación principal intermedia (ε_2) es cercana a la deformación principal mínima (ε_3), lo que produce que para bajos esfuerzos de confinamiento la roca se fracture en un solo plano a una combinación de esfuerzos de corte y de tracción, y para altos esfuerzos de confinamiento ésta se fracture a un régimen dominante de esfuerzo de corte. En este estado de deformaciones axisimétrico, el ángulo de la fractura aumenta con el aumento de la presión de confinamiento.

Para el caso de un estado de esfuerzo poliaxial ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$), las deformaciones axiales también siguen un orden de $\varepsilon_1 > \varepsilon_2 > \varepsilon_3$, y la resistencia a la fractura incrementa con el esfuerzo principal intermedio.
El modo de ruptura de la fractura cambia de una única falla plana de corte a múltiples fallas planas paralelas a la dirección de σ_2 y el ángulo promedio de las fracturas disminuye con el aumento del esfuerzo σ_2. En este estado de esfuerzos, el efecto de este esfuerzo (σ_2) es más significativo cuando σ_3 disminuye. Por estas razones es necesario el ensayo de cuerpos de prueba de materiales rocosos sometidos a un estado poliaxial. La Figura 10.44 muestra cómo los ángulos de las fracturas difieren entre ambos tipos de ensayos, para diferentes valores del esfuerzo principal intermedio para un mismo material rocoso y dimensiones del cuerpo de prueba.

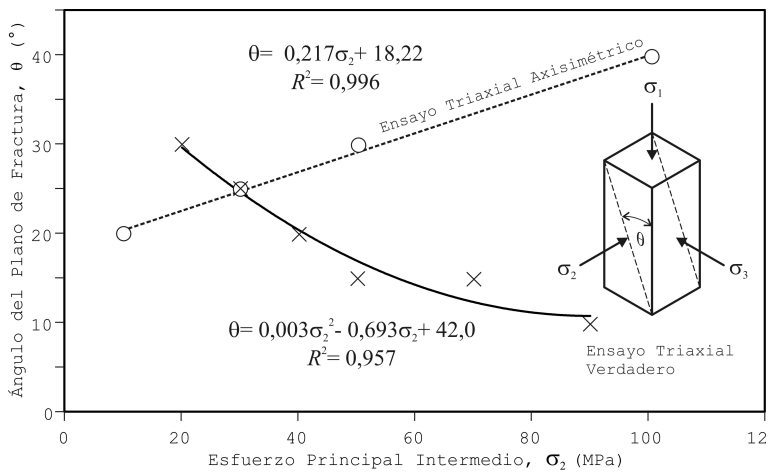


Figura 10.44 Inclinación de la(s) fractura(s) en función del valor del esfuerzo principal intermedio [247].

El resultado de una recopilación de varios ensayos poliaxiales en materiales rocosos reportados en la literatura mostró lo siguiente:

- ningún equipo de mecanismos compresivos mutuamente ortogonales fue capaz de lograr el completo rango de ángulos Lode para bajos esfuerzos isostáticos[10] (Figura 10.45);
- los equipos de bajas capacidades para ejercer los esfuerzos compresivos restringen el campo de ruptura a un pequeño rango de ángulos Lode;

[10] El rango de los estados de esfuerzos que abarca todos los ángulos Lode para bajos esfuerzos isostáticos es el rango a los cuales el material rocoso está sometido en la corteza terrestre hasta donde el ser humano ocupa, en otras palabras es el campo de esfuerzos que interesa a todo ingeniero de rocas sea para obras civiles, petroleras o mineras.

- sólo fue posible obtener un completo rango de ángulos de Lode para altos valores de esfuerzos compresivos.

Esta situación indica que para deducir el campo poliaxial de ruptura para bajos valores de esfuerzos hidrostáticos, se necesita como mínimo que uno de los esfuerzos (i.e. el esfuerzo menor) sea de tracción y no de compresión. Por lo tanto, un equipo ideal poliaxial con sistemas ortogonales para materiales rocosos, como los que se expuso aquí, debería tener en uno de los ejes principales la capacidad de ejercer tracción. Según el conocimiento del presente autor, no se ha desarrollado hasta ahora ningún equipo con estas cualidades.

10.8.7. Biaxial o triaxial verdadero restricto

El ensayo biaxial es en realidad un ensayo triaxial verdadero (i.e. donde se aplican los tres esfuerzos principales), pero donde uno de ellos es igual a cero y posibilita las deformaciones en ese plano. La Figura 10.46 muestra la celda para el ensayo biaxial.

10.8.8. Cilíndrico hueco

Otra manera de someter un cuerpo de prueba a esfuerzos poliaxiales es por medio del ensayo cilíndrico hueco. En este sentido, se necesitan cuerpos de prueba cilíndricos con un hueco concéntrico, sean de pared delgada o de pared gruesa. La Figura 10.47 muestra la celda para el ensayo cilíndrico hueco.
En este ensayo, la presión interna y la presión externa al cuerpo de prueba son aplicadas a distintas magnitudes, además se aplica un carga de torsión y una carga axial de compresión normal a la sección transversal de cuerpo de prueba. Las máximas presiones alcanzadas por los equipos para este ensayo están del orden de los 100 MPa. Las mayores desventajas de este ensayo son:

- sólo es válido para materiales isotrópicos;
- la preparación de las muestras para cumplir con las exigencias geométricas es complicada;
- se requiere de una prensa o un sistema adicional especial que aplique la carga de torsión.

La celda poliaxial para ensayos cilíndricos huecos en material rocoso aparenta ser una buena alternativa para ensayar todos los campos de esfuerzos y sus trayectorias, inclusive para el completo rango de ángulos Lode para bajos esfuerzos isostáticos. Se han diseñado muy pocos equipos de esta naturaleza para materiales rocosos, uno de ellos fue diseñado en la Universidad de Clemson en Estados Unidos de Norte América, que sometió los cuerpos de prueba a altos campos de esfuerzos.

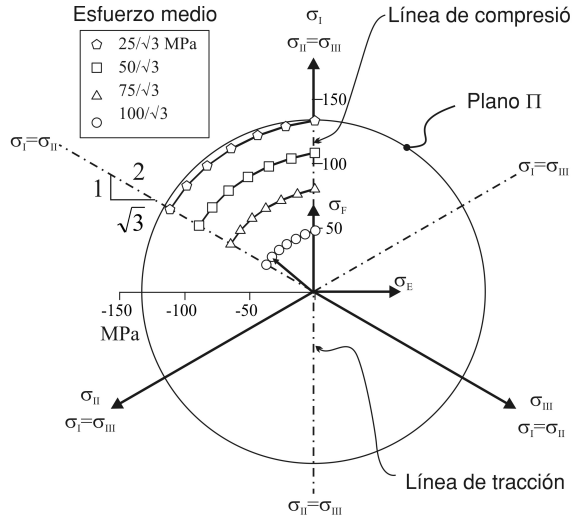


Figura 10.45 Rango completo de ángulos Lode para bajos esfuerzos isostáticos en el espacio Haigh-Weestergaard , de interés para la ingeniería de rocas.

10.9. Otros ensayos

Otros ensayo mecánicos son necesarios para describir alguna propiedad del material rocoso. A continuación se describen algunos de estos ensayos.

10.9.1. Durabilidad

Determinar la durabilidad del material rocoso es importante desde el punto de vista en el que ésta mantenga las propiedades mecánicas del mismo a lo largo del tiempo. Este factor es más importante en materiales rocosos expuestos al ambiente, debido a que los factores cíclicos de la naturaleza (e.g. ciclos de secado-mojado, ciclos de congelado-descongelado, ciclos de humedad) pueden afectar la durabilidad del material rocoso. Una de las formas convenientes de determinar la durabilidad del material rocoso a estos factores cíclicos es el de someter el mismo a una acción similar en una forma equivalente a los procesos naturales, pero en forma más acelerada.

Firmeza

El término *firmeza* es traducción directa de la palabra original del idioma inglés *soundness*. La firmeza se refiere al estado o condición en la cual la roca no se encuentra en un proceso de descomposición química o mecánica; es decir, que no esté en un proceso de meteorización.
La primera prueba para definir la firmeza de la roca es el golpear un pedazo de muestra con un martillo metálico; si el golpe del metal del martillo con la roca da un tono metálico, la roca es firme, de otro modo se puede prever que está en un proceso de meteorización.
Otra prueba consiste en hallar la *cantidad relativa de pérdida de masa* de muestras antes y después de un agente mecánico o químico de alteración. Esta cantidad relativa se calcula con la siguiente expresión (Ecuación 10.84), donde M_i es la masa inicial del cuerpo de prueba y M_f es la masa final de la pieza más grande luego de la prueba.

$$p_\mathrm{f} = \frac{M_\mathrm{i} - M_\mathrm{f}}{M_\mathrm{i}} \tag{10.84}$$

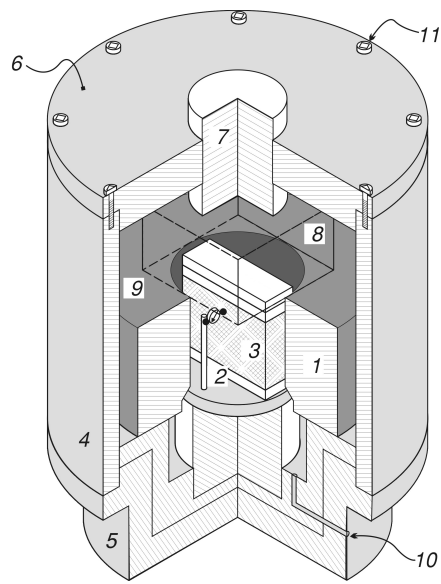


Figura 10.46 Celda para el ensayo biaxial: *1* bloque hueco rígido, *2* instrumentación, *3* cuerpo de prueba, *4* cuerpo de la celda, *5* y *6* tapas inferior y superior, *7* pistón, *8* zona de instalación de la placa de carga, *9* receptáculo o cámara de aceite hidráulico, *10* conducto de aceite hidráulico, *11* pernos de sujeción.

Ciclos de secado y mojado

El ensayo de firmeza de la roca en ciclos de mojado y secado (e.g. ASTM D5313 [62]) es un método que indica la capacidad que tiene la roca de resistir a las acciones de meteorización por la acción del agua o por chocque térmico (i.e. a las acciones de mojado y secado). Para este ensayo se necesitan como mínimo cinco núcleos de material rocoso con diámetro mínimo de 65 mm y longitud mínima de 125 mm cada uno. La duración de este ensayo es de mínimo 60 días, debido a que se somete la roca a 80 ciclos. Dentro de los equipos necesarios para realizar este ensayo se necesita un microscopio binocular estereoscópico.
El ensayo consiste de remojar las muestras entre 8 a 12 horas y luego secarlas en un horno a 65 °C. Este secado se lo realiza en un horno con luz infrarroja, donde la distancia entre el foco y la superficie superior de la muestra puede estar en el rango 40 cm a 50 cm. Con esto se alcanza una temperatura de 60 ° a 70 ° durante seis horas. Este ciclo se repite 80 veces.

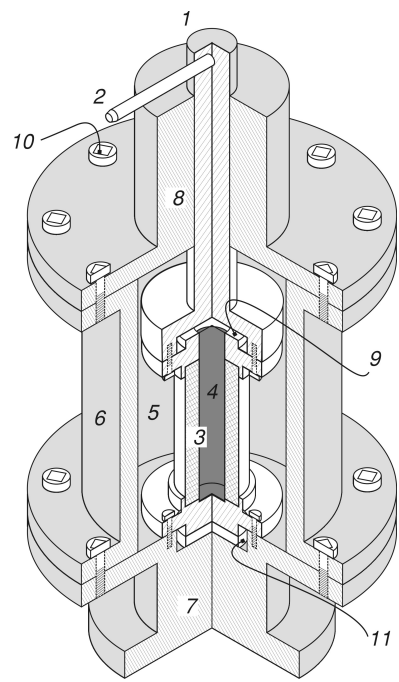


Figura 10.47 Celda para el ensayo cilíndrico hueco: *1* pistón, *2* barra de aplicación de torque, *3* cuerpo de prueba con membrana, *4* hueco interno del cuerpo de prueba con aceite hidráulico, *5* cámara de aceite hidráulico, *6* cuerpo de la celda, *7* y *8* tapas inferior y superior de la celda, *9* cavidad de entrada de aceite hidráulico al hueco del cuerpo de prueba, *10* pernos, *11* cavidad de salida de aceite hidráulico del hueco del cuerpo de prueba.

La norma sugiere cortar la muestra perpendicular a los planos de estratigrafía de la roca y/o perpendicular a un plano potencial de falla. Además sugiere preparar muestras separadas orientadas para cada diferente plano de debilidad existente en la roca.
La pérdida de firmeza por acción de secado y mojado se obtiene luego de 80 ciclos de secado y mojado, según la cantidad relativa de pérdida de masa (Ver Ecuación 10.84). Un buen informe, presenta fotografías que describan los procesos de transformación que sufren las muestras en todos los ciclos.

Ciclos de congelado y descongelado

El ensayo de firmeza de la roca por ciclos de congelado y descongelado[11] para la evaluación de la durabilidad de la roca (e.g. ASTM D5312 [61]) brinda un valor relativo de la resistencia que tiene la roca a los ciclos de congelado y descongelado (e.g. resistencia a las heladas, comunes en latitudes fuera de los trópicos o en alturas mayorees a los 3 000 m). Se evalúa en rocas donde serán usadas como material en zonas gélidas (i.e. temperaturas bajas menores a 2 °C en alguna época del año). Para ello, uno podría guiarse de una escala relativa adimensional de severidad de la helada en cada unas de las posibles regiones que pueda presentarse, que varía de 5 a 55:

- para regiones de poca influencia de este fenómeno, valor de 5;
- para zonas con severa acción de este fenómeno, valor de 55.

La norma norteamericana muestra un mapa de estos índices. Como en Sudamérica no se tiene un mapa de estas características, la determinación de este índice se estima con base al criterio heurístico del investigador o de la persona que evaluará el material.
La duración del ensayo es como mínimo 10 días (para severidad igual a 5) y puede extenderse a 101 días (para severidad del orden de 55). Se necesitan como mínimo 5 núcleos de roca de diámetro 65 mm y longitud de 125 mm cada una. Se calcula según la cantidad relativa de pérdida de masa (Ver Ecuación 10.84). Una roca con resistencia a las heladas suele tener una pérdida de masa menor a 1 % y por lo general cerca de 5 %.

Ciclos saturación y secado en soluciones salinas

El ensayo de la firmeza de la roca en ciclos de mojado y secado con sulfato de sodio (e.g. ASTM D5240 [60]) puede sustituir el ensayo de congelado y descongelado descrito. Simula la expansión del agua en los intersticios del material rocoso cuando éste sufre ciclos de congelado y descongelado. Es más rápido que el anterior método, no obstante el químico que se necesita para este fin es de alta pureza lo cual encarece el ensayo.

[11] Se conoce también como ensayo de resitencia a la heladicidad (Arg.).

La norma ASTM D4992 [55] (i.e. práctica para la evaluación del material rocoso a ser usado para el control de erosión) recomienda a este ensayo también como una alternativa para evaluar la firmeza de la roca a la acción de agentes de meteorización mecánica y química. No obstante, también comenta que no es aconsejable usar los resultados de este método como la única y exclusiva base para determinar la firmeza de la roca. Más adelante también comenta que no existe consenso respecto a cuál es el método que representaría mejor las condiciones naturales a las que está sometido el material en el sitio. La elección está basada en el uso particular de la roca y el periodo de vida requerido. Existieron ocasiones que los resultados de los ensayos no estuvieron de acuerdo con la durabilidad de la roca en las condiciones actuales de campo. Por ejemplo, muestras que han alcanzado baja pérdida se han desintegrado en sitio, y el caso inverso también ocurrió.
La duración de este ensayo es de mínimo cinco días; uno por ciclo. Consiste en someter cinco muestras de material rocoso de 64 mm de diámetro y 125 mm a cinco ciclos de secado y mojado en una solución saturada de Sulfato de Sodio ($Na_2(SO_4)$) preparada según las normas de calidad del químico. El secado de las muestras se hace a una temperatura de 110 °C. Se calcula según la cantidad relativa de pérdida de masa (Ver Ecuación 10.84) luego de finalizados los cinco ciclos.
El método ASTM C88 [28] es un método para determinar la firmeza de la roca en agregados de hormigón; difiere del anterior en el tratamiento de la muestra y en la forma de cálculo. En este caso se prepara la muestra en proporciones y en tamaños tales como señala el Cuadro 10.30.

Cuadro 10.30 Pesos según tamaño de partículas para el ensayo de firmeza por la norma ASTM C88 [28].

Designación Tamiz		Abertura en mm		Peso designado en g	
				simple	grupo de dos
2 ½”	2”	63	50	3 000 ± 300	5 000 ± 300
2”	1 ½”	50	375	2 000 ± 200	
1 ½”	1”	37,5	26,5	1 000 ± 50	1 000 ± 50
1”	¾”	26,5	19,0	500 ± 30	
¾”	½”	19,0	13,2	670 ± 10	1 000 ± 10
½”	⅜”	13,2	9,5	330 ± 5	
⅜”	T4	9,5	4,75	300 ± 5	300 ± 5

Luego, se pesa el material seco retenido en cada grupo de tamaño (i.e. material comprendido entre el tamiz $2^1/_2$” a $1^1/_2$”; $1^1/_2$” a $^3/_4$”; $^3/_4$” a $^3/_8$” y $^3/_8$” a el tamiz número 4 (T4)), se separa cada grupo en diferentes frascos, se somete a cinco ciclos de sumersión y secado en Sulfato de Sodio. Posterior a eso, se tamiza el material de cada frasco respectivamente con la siguiente serie de tamices: $1^1/_4$”, $^5/_8$”, $^5/_{16}$” y el tamiz número 5 (T5). Se obtiene el porcentaje de material perdido en cada grupo, se pondera cada valor con el porcentaje de

material existente en cada grupo y mediante suma de estos valores se obtiene el porcentaje de pérdida de firmeza de todo el material.

10.9.2. Índice de vacíos y absorción rápida

El índice de absorción de humedad (Q_{ai}) es el aumento de peso de la roca debido a la presencia de agua que se encuentra en los intersticios, pero que no incluye el agua que se adhiere a la superficie exterior de las muestras en estudio. El objetivo de la prueba de la absorción de agua es determinar la cantidad de agua alojada en los intersticios de la roca. Las muestras de la roca son pesadas antes y después de ser sumergidas (i.e. pesos seco y saturado). Se utiliza una balanza con una exactitud de 0,05 g. La prueba consiste en sumergir cinco muestras durante 24 horas en un recipiente y pesar; luego se seca y se pesa la muestra en este último estado. La absorción de la humedad del porcentaje por el peso se calcula según la cantidad relativa de pérdida de masa (Ver Ecuación 10.84).

10.9.3. Desleimiento

El ensayo de *desleimiento*, también llamado ensayo de desmoronamiento, posibilita conocer la proporción de material rocoso que tiende a deshacerse a la acción de agua en ciclos de secado y saturado, y una acción mecánica. El índice resultante de este ensayo, llamado *índice de durabilidad al desleimiento* se obtiene en calizas, esquistos, limonitas, arcillolitas y areniscas.

Método del tambor de desleimiento

El método de ensayo de laboratorio a través del tambor de desleimiento (*slake durability test*) [172] está estandarizado según la ASTM D4644 [51]. Es un buen método para predecir el desleimiento del material para estimar de forma cualitativa la durabilidad de rocas débiles en el ambiente de servicio del material rocoso. El equipo se muestra en la Figura 10.48.
El índice de de durabilidad al desleimiento en dos ciclos (I_{d2}) es el porcentaje en peso seco retenido en el tamiz No 10 de una colección de piezas de roca, después de dos ciclos de: secar las muestras al horno, saturar por diez minutos en agua y someterlas a una acción abrasiva estándar. La acción abrasiva estándar consiste en hacer girar las muestras dentro del tambor de desleimiento.
El índice se calcula a través de la Ecuación 10.85, donde W_{2f} es el peso del material retenido en el Tamiz N° 10 después del segundo ciclo de secado y W_i es el peso seco del

material antes del ensayo. La experiencia mostró que si las muestras de material rocoso con contenido de humedad natural se saturan sin previo secado para el primer ciclo, sufren menos desleimiento que aquellas muestras que se han secado primero antes de saturarse en el primer ciclo. Por esta razón se aconseja siempre hacer el secado de la muestra previo ensayo.

$$I_{d2} = \frac{W_{2f}}{W_i} \tag{10.85}$$

El ensayo se realiza con diez fragmentos de roca, cuya masa esté entre 40 g y 60 g cada una, cuidando que el total esté entre 450 g y 550 g. Estas piezas, se introducen dentro del tambor y luego se rota éste a una velocidad angular de $20\,s^{-1}$ por un periodo de diez minutos. El tambor es removido y la muestra secada en horno. El porcentaje de rocas retenido en el tambor es reportado como la resistencia al desleimiento. El material que no se retuvo en el tambor se somete a ensayos de los límites (i.e. líquido y plástico) y ensayos granulométricos. También es necesario hacer la determinación del tipo de minerales de arcilla presentes. La clasificación de la durabilidad del material rocoso según este ensayo se muestra en el Cuadro 10.31.

Los resultados de este ensayo son conservadores en lutitas, arcillolitas muy suaves y en lodolitas [133]. Por estas razones, algunos sugieren que se hagan en adición pruebas en frasco, lo que dió lugar al método de frasco (*jar test*) simple y el método modificado del frasco (*modified jar slake test*).

También se proponen otros procedimientos mejorados para evaluar la susceptibilidad a la meteorización física de estos materiales. Esto dio lugar a un nuevo ensayo, llamado ensayo

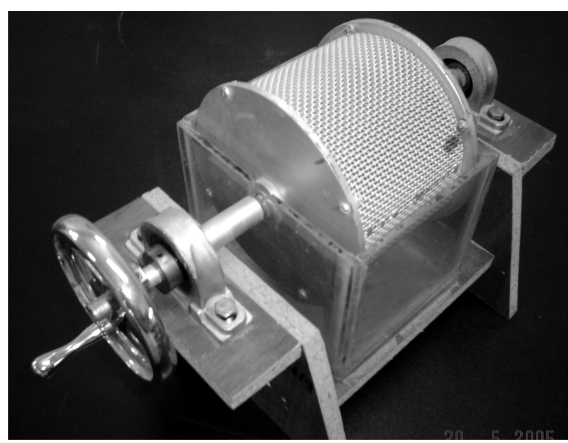


Figura 10.48 Equipo manual de ensayo de desleimiento.

Cuadro 10.31 Clasificación del material rocoso según el índice de desleimiento [177].

Durabilidad	Porcentaje retenido	
	1^{er} ciclo	2^{do} ciclo
Muy alta	> 99	> 98
Alta	98 a 99	95 a 98
Alta a media	95 a 98	85 a 95
Media	85 a 95	60 a 85
Baja	60 a 85	30 a 60
Muy baja	< 60	< 30

modificado del índice de desleimiento (*modified slaking index test*) donde se toma en cuenta la mineralogía de las muestras [367, 368].
Se evidenció también que los factores que controlan el proceso de desleimiento son los minerales de smectita, pirita y calcita. Por estas razones, se aconseja hacer en paralelo ensayos de análisis mineralógico, cuyos resultados tienen que acompañar los resultados del índice de desleimiento.

Método del frasco

El ensayo de desleimiento en frasco es un ensayo cualitativo en seis grados descriptivos de desleimiento, determinados a partir de la observación de muestras secadas al horno, que se remojaron en agua destilada por al menos 24 horas. Este ensayo no está estandarizado. Se sugieren seis valores del índice de desleimiento en frasco (I_J), tal como se muestra en el Cuadro 10.32.
La Figura 10.49 muestra dos estados del ensayo del frasco para conocer el potencial de desleimiento de una lutita. En la primera se observa el material rocoso pocos segundos después de sumergirlo en agua destilada a temperatura ambiente, y la segunda muestra el mismo material después de 24 horas de estar sumergido en la misma agua.

Cuadro 10.32 Índice de desleimiento por el método del frasco [449].

I_J	Comportamiento
1	Se degrada en una pila de partículas planas de lodo
2	Se rompe rápido y aparecen varias astillas
3	Se rompe rápido y aparecen algunas astillas
4	Se rompe lento y aparecen bastantes fracturas
5	Se rompe lento y desarrolla algunas fracturas
6	Sin cambio

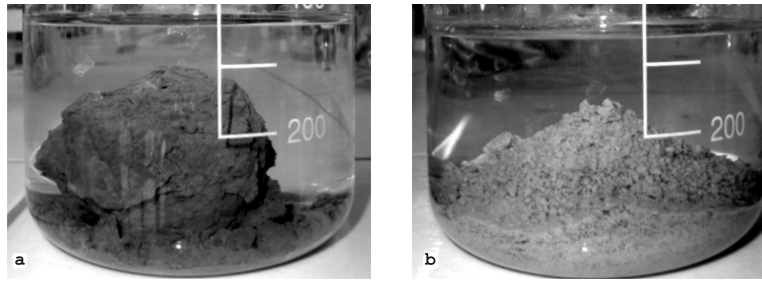


Figura 10.49 Ensayo de inmersión en una Lutita. **a** Iniciado el ensayo; **b** después de 24 horas iniciado el ensayo.

El ensayo modificado de desleimiento en frasco propuesto consiste en el mismo procedimiento del ensayo de desleimiento en frasco simple ya descrito, con la diferencia que durante el remojo y el secado las muestras se colocan sobre una malla [303]. El potencial de desleimiento se indica por la pérdida en peso de la muestra, cuando ésta se deshace o cae por la malla.
Los resultados de este ensayo pueden ayudar por ejemplo a tomar decisiones respecto a la necesidad o no de proteger un talud excavado en lutita. En este caso particular, se tendría que proteger el talud en el caso que se encuentren valores de I_J en el rango de 1 a 3. Por otro lado, si la lutita se usará sólo como material de relleno para conformar un talud reconstruido, aun teniendo el rango anterior para I_J; este material tendría un mejor desempeño mecánico si se compacta como si fuera un suelo.

10.9.4. Potencial de desintegración

El potencial de desintegración del material rocoso se estima sumergiendo en agua las piezas de roca por el lapso de una semana. Su comportamiento se clasifica según los términos del Cuadro 10.33.

Cuadro 10.33 Estabilidad al agua del material rocoso según la norma ISO 14689 [232].

Estado de la muestra luego del ensayo	Estabilidad
No afectada	Estable
Se deshizo en forma parcial	Indiferente
Se deshizo en su totalidad	Inestable

El potencial de desintegración también se infiere después de comparar los resultados de otros ensayos mecánicos en estado seco y en estado saturado. Por ejemplo, se observó que la resistencia a compresión uniaxial y el módulo de elasticidad de la roca se reduce en estado saturado cuando éstas tienen minerales sensibles al agua.

10.9.5. Abrasividad

Hoy en día los ensayos de abrasividad en el material rocoso se emplea para determinar el tipo de herramienta de corte para excavaciones tales como las *tuneladoras* (TBM: *Tunnel Boring Machine*), los mineradores continuos (CM: *Continuous Miners*), minerador tipo Marietta (*Mariettas Borer Miner*) y cortadores de tambor largo (LDS: *Longwall Drum Shearer*), con el objeto de maximizar el rendimiento y minimizar los costos de los equipos, así como maximizar la velocidad de corte, maximizar el avance de la excavación y mejorar la seguridad del entorno de trabajo. A continuación se describen dos comunes ensayos para determinar la abrasión del material rocoso.

Abrasión de Los Ángeles

La abrasión o tasa de deterioro de las rocas está influida por la dureza, composición mineralógica, porosidad y textura superficial.
La resistencia a la abrasión e impacto de la roca es la relación del peso de material desgastado retenido en el Tamiz N^o 12 (1,7 mm) respecto el peso de material total ensayado en la máquina de Los Ángeles. La máquina de Los Ángeles consiste en un cilindro de acero con un diámetro de 70 cm, cerrado a los extremos y una longitud de 50 cm. Dentro del cilindro está una carga abrasiva que consiste de esferas de acero, cada una de 4,7 cm de diámetro con una masa que esta dentro del rango de 390 g a 445 g. El número de esferas usadas depende del ensayo que se realiza y del tipo de material, por ejemplo rocas constituidas por minerales suaves o rocas cuyos granos están unidos o cementados de forma débil, como pueden ser algunos granitos meteorizados o areniscas que se disgregan con gran facilidad.
El ensayo se realiza para fracciones de rocas mayores al tamiz de $^3/_4$" de abertura, y para fracciones menores al tamiz de $1^1/_2$" (37,5 mm), según las especificaciones ASTM C535 y ASTM C131, respectivamente (Cuadro 10.34).
La resistencia a la degradación y abrasión de las rocas en estado seco, estado natural y saturado; difieren por la influencia que el contenido de agua puede tener sobre el material. Por esta razón se recomienda estudiar las propiedades de la roca en estado seco y saturado. Para el caso saturado el material se satura 24 horas y la superficie de las partículas se seca con un paño antes del ensayo. El contenido de humedad de esta muestra se obtiene de la extracción de una porción de muestra que no entra en el ensayo.

Cuadro 10.34 Gradación de la muestra para el ensayo de abrasión de los Ángeles [28].

Tipoo de tamiz, que pasa y retenido	Tipo de gradación			
	A	B	C	D
37,5 mm (1 1/2") a 25,0 mm (1")	1250 ± 25			
25,0 mm (1) a 19,0 mm (3/4")	1250 ± 25			
19,0 mm (3/4") a 15,5 mm (1/2")	1250 ± 25	2500 ± 25		
12,5 mm (1/2") a 9,5 mm (3/8")	1250 ± 25	2500 ± 25		
9,5 mm (3/8") a 6,3 mm (1/4")			2500 ± 25	
6,3 mm (1/4") a 4,75 mm (T4)			2500 ± 25	
4,75 mm (T4) a 2,36 mm (T8)				5000 ± 10
Total	5000 ± 25	5000 ± 10	5000 ± 10	5000 ± 10
Número de esferas	12	11	8	6
Peso de carga en g	5000	4584	3330	2500

Los equipos y materiales que se emplean son el tambor de abrasión de Los Ángeles, y varias esferas de acero de 4,7 cm de diámetro y con una masa de 390 g a 445 g cada una. Antes de someter a rotación al tambor, la muestra se seca a 110 °C y luego se pesa. De forma casi inmediata, se da inicio a la rotación a una velocidad angular de 30 min^{-1} a 33 min^{-1}, durante 500 vueltas. Finalizado el ensayo, extraed del tambor las muestras mayores a 1,7 mm, para luego secarlas en horno a una temperatura de 110 °C durante 16 horas.
El índice de abrasión de Los Ángeles se calcula también según la cantidad relativa de pérdida de masa antes y después del ensayo (Ver Ecuación 10.84).

Abrasión Cerchar

El ensayo de abrasión Cerchar da el índice del mismo nombre. El ensayo consiste en presionar en dirección vertical con una aguja de aleación de acero tratado por procesos térmicos, sobre la superficie de la roca. El índice de abrasión Cerchar (*Cai*: *Cerchar Abrassity Index*) se usa para estimar las especificaciones de las TBM. El Cuadro 10.35 muestra una serie de valores para diferentes tipos de roca.
La muestra de roca se sujeta firme con una prensa. La cara fresca se somete a la acción de una una fuerza de 73,5 N con una barra de acero endurecido que termina en una punta cónica. Con la acción sostenida de esa fuerza se hace deslizar la punta por una distancia de un centímetro en un segundo. Este procedimiento se repite nueves veces para cada punta, y para al menos cinco puntas. Las puntas de los conos se examinan a través de un microscopio reticular y se mide el diámetro que se forma en la punta cónica, que expresado en micro pulgadas será el valor del índice de abrasión Cerchar.

Cuadro 10.35 Índice de abrasión Cerchar para diferentes tipos de roca.

Tipo de material rocoso	*Cai*
Lutitas	0,9 a 1,1
Caliza	1,1 a 1,3
Arenisca	1,2 a 4,7
Filita	1,3
Esquisto micáceo	2,2 a 5,3
Andesita	2,3
Cuarzo Diorita	3,2
Anfibolita	3,6
Gabro	3,7
Granodiorita	3,9
Grannito	4,0
Diorita	4,1
Cuarcita	4,3 a 5,9
Gneis	4,1 a 4,8

10.9.6. Estallivilidad

La estallivilidad (*brittleness*) de un material rocoso puede ser definido con el ensayo de penetración *Punch* (PPT: *Punch Penetration Test*) que define un índice del mismo nombre. En este ensayo, un indentador estándar se presiona en la muestra de material rocoso que fue vaciado en un anillo de confinamiento. La carga y el desplazamiento del indentador se registran a través de un sistema de lectura de alta precisión. La pendiente de la curva fuerza *vs.* penetración indica la estallivilidad del material rocoso, es decir la energía requerida para una eficiente trituración.

10.9.7. Pérdida de masa

Algunos materiales rocosos que suelen reaccionar con el agua se practican ensayos de pérdida de masa por inmersión. Mientras que los ensayos de pérdida de masa por ignición (LOI: *Loss of Ignition*) sirven para determinar el grado de meteorización de los materiales rocosos.

10.9.8. Residuo insolule

El ensayo del residuo insoluble sirve para determinar el porcentaje de cuarzo, arcilla y otros minerales no carbonatados como la Caliza o la Dolomía. También ayuda a clasificar al material rocoso y para determinar su grado de durabilidad. Este ensayo no está normalizado. Consiste en disolver el material rocoso en ácido clorhídrico hidratado. Si existe pérdida de masa, entonces se puede determinar el porcentaje de residuo insoluble. Si este porcentaje es bajo, el material rocoso no es muy durable. Aquellos materiales carbonados, que tienen alto contenido de arcilla, por ejemplo son no durables.

10.9.9. Capacidad de intercambio catiónico

Las arcillas tienen una capacidad de intercambio catiónico (CEC: *Cation Exchange Capacity*). Este ensayo ayuda a conocer la composición mineralógica en mili-equivalentes por 100 ml (i.e. $[l^{-1}]$). Con este ensayo se puede correlacionar la superficie específica de las partículas de arcilla presentes en el material rocoso. El Cuadro 10.36 muestra el valor de *Cec* de algunos minerales presentes en algunos materiales rocosos.

Cuadro 10.36 Capacidad de intercambio catiónico *Cec* de algunos minerales de arcilla.

Mineral presente en el material rocoso	*Cec* en mE por 100 ml
Caolinita	3 a 15
Haloisita $2H_2O$	5 a 10
Haloisita $4H_2O$	40 a 50
Illita	10 a 40
Vermiculita	100 a 150
Montmorillonita	80 a 150
Material orgánico	200 a 400

Capítulo 11
Epílogo

Este capítulo resume y comenta todo lo presentado en el presente libro. Y es el momento que el lector se cuestione: ¿qué es lo que aprendió en este libro? Pues, el lector ahora:

- conoce como se inició la disciplina de la mecánica de rocas en los países del occidente;
- se enteró de algunos monumentos históricos pre-colombinos donde se empleó la roca y el macizo rocoso como material de construcción;
- tiene una percepción inicial del inicio, desarrollo y futuro de la ingeniería de rocas en Sudamérica;
- repasó la geología del continente sudamericano, la confrontó con la geología de su país y vio la necesidad de conocer aún más sobre este importante tema;
- es capaz de enumerar los principales aspectos para realizar una descripción geológica regional y local, y diferenciar varios términos relativos a estructuras geológicas;
- tiene buena información que le ayudará a emprender un trabajo de ingeniería en macizos rocosos, con varios comentarios e ideas actuales;
- es capaz de describir las principales técnicas de la prospección destructiva y no-destructiva, y enumerar una serie de ensayos de fondo de pozo;
- tiene un detallado panorama de la forma cómo se puede estimar el campo de esfuerzos naturales y el campo de presiones de fluidos en un macizo rocoso, y está ahora consciente que estas estimaciones son la médula espinal de la descripción, y posterior caracterización y análisis del macizo rocoso;
- conoce las posibles variedades de ensayos de campo que se pueden realizar para mejorar la descripción mecánica del macizo rocoso; y
- conoce un amplio tipo de ensayos de laboratorio convencionales y no convencionales para la descripción del macizo y material rocoso.

Es posible que algunos lectores queden sorprendidos que: a pesar que el título del presente libro es *descripción de macizos rocosos*, no se haya tocado nada referente a los conocidos *índices de macizos rocosos*. Pues, sucede que valorar un determinado dominio de macizo rocoso entra dentro del campo de la *caracterización de macizos rocosos* y sugiere entrar

dentro de un contexto mayor de conocimientos, suposiciones y relaciones (que no se hablaron en el presente libro), pero cuyo primer paso es la *descripción de macizos rocosos* (Confronte con la Sección 1.1). Sin embargo, hoy en día aún existen muchas controversias respecto a si los diferentes *índices de clasificación* del macizo rocoso son sistemas de caracterización o de descripción [235]. En este libro se mantuvo la posición de que tales índices son sistemas de caracterización.

En adición, el presente autor advierte que sólo con el tema de *descripción de macizos rocosos*, es posible desarrollar muchas investigaciones locales para perfeccionar técnicas y procedimientos, para disminuir diferencias de opiniones, evitar técnicas ambiguas y poco claras, para desarrollar un estado de la práctica local, para conquistar patentes locales y para incentivar técnicas más arriesgadas pero con grandes cantidades de información local y científica.

También el presente autor transmite su preocupación en varias partes del texto, sobre la todavía existencia en la región de grandes proyectos sudamericanos relacionados a la mecánica del macizo rocoso con observaciones poco solventadas a través de técnicas muy básicas y del siglo pasado, basadas en ensayos indirectos o estimaciones sin verificación.

El autor desea concluir que es importante desarrollar nuestro propio *saber como* (*known how*) y nuestra propia tecnología para afrontar al menos una correcta y suficiente descripción del macizo rocoso; y no sentirnos engañosamente enorgullecidos de alquilar (sin derecho a apropiación) el conocimiento, los aplicativos informáticos (*software*), las técnicas y tecnologías externas. □

Referencias

[1] *Proceedings of the First Congress of International Society of Rock Mechanics*, volumen 1 de *Themes 1-3*. ISRM, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1967.

[2] *Proceedings of the First Congress of International Society of Rock Mechanics*, volumen 2 de *Themes 4-8*. ISRM, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1967.

[3] *Proceedings of the First Congress of International Society of Rock Mechanics*, volumen 3 de *Events and Discussions*. ISRM, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1967.

[4] *Memorias del 1^{er} Simposio Suramericano de Mecánica de Rocas*, volumen 1 & 2. SCG, Sociedad Colombiana de Geotecnia, Bogotá Colombia, 1983.

[5] *Anais do 2^{o} Simposio Sul Americano de Mecânica das Rochas*, volumen 1 & 2. ABMS, Associação Brasileria de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, Porto Alegre Brasil, 1986.

[6] *Memorias del 3^{er} Simposio Suramericano de Mecánica de Rocas*, volumen 1 & 2. SVDG, Sociedad Venezolana de Geotecnia, Caracas–Venezuela, 1990.

[7] *Memorias del 4^{to} Congreso Sudamericano de Mecánica de Rocas, Aproximación Integral a la Mecánica de Rocas Aplicada*, volumen 1. SOCHIGE, Sociedad Chilena de Geotecnia, Santiago de Chile, Chile, 1994.

[8] *Anais do 5^{o} Simpósio Sul Americano de Mecânica das Rocas*, volumen 1 & 2. ABMS, Associação Brasileria de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, Sao Paulo–Brasil, 1998.

[9] *Memorias del 6^{to} Simposio Suramericano de Mecánica de Rocas*, volumen 1. SCG, Sociedad Colombiana de Geotecnia, Cartagena de Indias, Colombia, 2006.

[10] *Memorias del 7^{mo} Congreso Sudamericano de Mecánica de Rocas*. IIMP and SPG, Instituto de Ingenieros de Minas del Perú and Sociedad Peruana de Geoingeniería, Lima, 2010.

[11] AGGISTALIS, G.; ALIVIZATOS, A.; STAMOULIS, D. y STOURNARAS, G.: «Correlating uniaxial compressive strength with Schmidt hammer rebound number, point load index, Young's modulus, and mineralogy of gabbros and basalts (Northern Greece)». *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, 1996, **54**, pp. 3–11.

[12] ALISON, R.J. y GOUDIE, A.S.: «The form of rock slopes in tropical limestone and their associations with rock mass strength». *Zeitschrift für Geomorphologie*, 1990, **34**, pp. 129–148.

[13] ALKAN, H.; CINAR, Y. y PUSCH, G.: «Rock salt dilatancy boundary from combined acoustic emission and triaxial compression tests». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2007, **44**, pp. 108–119.

[14] ALKMIM, F.F. y MARTINS-NETO, M.A.: *Encyclopedia of Geology*. volumen 1, encyclopedia Brazil, pp. 306–328. Elsevier, 2004.

[15] ALMEIDA, F.F.M.: «A evolução dos Cratons Amazônica e do São Francisco comparada com de seus homólogos no hemisférico norte». En: *Anais do 30º Congresso Brasileiro de Geología*, volumen 6, pp. 2392–2407. Sociedade Brasileira de Geologia, Recife Brasil, 1978.

[16] ——: «Mapa tectónico de America del Sur, escala 1: 5 000 000». *Nota explicativa, mapas*, Comisión de la Carta Geológica del Mundo, Ministerio de Minas y Energía–Departamento Nacional de Producción Mineral–Brasil, Brasilia–Brazil, 1978.

[17] ALTINDAG, R.: «Effects of Specimen Volume and Temperature on Measurements of Shore Hardness». *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2002, **35(2)**, pp. 109–113.

[18] AMEEN, M.S.: «Fractography in geology». *Journal of the Geological Society of London*, 1994, **151**, pp. 889–890. Conference Report.

[19] ANDERSON, E.M: *The dynamic of faulting and dyke formation with application to Britain*. Oliver & Boyd Editors, Edinburg, 2ª edición, 1951.

[20] ANONIMUS: «Classification of rock and soil for engineering geological mapping, Part I: Rock soil materials». *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 1979, **19**, pp. 364–371.

[21] AOKI, H. y MATSUKURA, Y.: «Estimating the unconfined compressive strength of intact rocks from Equotip hardness». *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2008, **67(1)**, pp. 23–29. Doi: 10.1007/s10064-007-0116-z.

[22] API: «Recommended practices for core analysis». *Recommended Practice 40*, Exploration and Production Department, American Petroleum Institute, Washington, D.C., 1998.

[23] ARMELIN, J.L.; FLEURY, S.V. y ASSIS, A.P.: «Desenvolvimento de célula triaxial para determinação de tensões *in-situ*». En: *Anais do 1º Congreso Brasileiro de Túneis e Estruturas Subterrâneas, SAT 2004*, São Paulo, 2004.

[24] ASK, D.: «New developments in the Integrated Stress Determination Method and their application to rock stress data at the Äspö HRL, Sweden». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2006, **43**, pp. 107–126.

[25] ASTIER, J.L.: *Geoftsica aplicada a la hidrológica*. Editorial Paraninfo, Madrid, 1975.

[26] ASTM C295-08: «Standard Guide for Petrographic Examination of Aggregates for Concrete». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2008.

[27] ASTM C805-02: «Standard test method for rebound number of hardened concrete». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2002.

[28] ASTM C88-05: «Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[29] ASTM C880-09: «Standard Test Method for Flexural Strength of Dimension Stone». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2010.

[30] ASTM C99-09: «Standard Test Method for Modulus of Rupture of Dimension Stone». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2010.

[31] ASTM D1556-07: «Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by the Sand-Cone Method». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2009.

[32] ASTM D2113-06: «Rock core drilling and sampling of rock for site investigation». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[33] ASTM D2166-06: «Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[34] ASTM D2167-08: «Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by the Rubber Balloon Method». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2009.

[35] ASTM D2216-10: «Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2010.

[36] ASTM D2845-05: «Test Method for Laboratory Determination of Pulse Velocities and Ultrasonic Elastic Constants of Rock». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[37] ASTM D2922-05: «Standard Test Methods for Density of Soil and Soil-Aggregate in Place by Nuclear Methods (Shallow Depth)». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[38] ASTM D2936-95: «Direct tensile strength of intact rock core specimens». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[39] ASTM D2938-95: «Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[40] ASTM D3385-03: «Infiltration rate of soils in field using double-ring infiltometer». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[41] ASTM D3967-08: «Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2008.

[42] ASTM D422-63: «Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.
[43] ASTM D4220-95: «Standard Practices for Preserving and Transporting Soil Samples». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.
[44] ASTM D4253-00: «Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.
[45] ASTM D4254-00: «Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.
[46] ASTM D427-04: «Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.
[47] ASTM D4318-10: «Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2010.
[48] ASTM D4543-08: «Standard Practices for Preparing Rock Core as Cylindrical Test Specimens and Verifying Conformance to Dimensional and Shape». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2009.
[49] ASTM D4564-08: «Standard Test Method for Density and Unit Weight of Soil in Place by the Sleeve Method». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2009.
[50] ASTM D4623-08: «Standard Test Method for Determination of In Situ Stress in Rock Mass by Overcoring MethodUSBM Borehole Deformation Gauge». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2008.
[51] ASTM D4644-04: «Test Method for Slake Durability of Shales and Similar Weak Rocks». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.
[52] ASTM D4645-08: «Standard Test Method for Determination of In-Situ Stress in Rock Using Hydraulic Fracturing Method». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2008.
[53] ASTM D4719-00: «Standard Test Method for Prebored Pressuremeter Testing in Soils». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.
[54] ASTM D4914-08: «Standard Test Methods for Density and Unit Weight of Soil and Rock in Place by the Sand Replacement Method in a Test Pit». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2009.
[55] ASTM D4992-08: «Standard Practice for Evaluation of Rock to be Used for Erosion Control». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2008.
[56] ASTM D5030-04: «Standard Test Method for Density of Soil and Rock in Place by the Water Replacement Method in a Test Pit». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.
[57] ASTM D5079-02: «Preserving and transporting rock core samples». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[58] ASTM D5093-02: «Field measurement of infiltration rate using a double-ring infiltrometer with sealed-inner ring». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[59] ASTM D5195-08: «Standard Test Method for Density of Soil and Rock In-Place at Depths Below Surface by Nuclear Methods». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2009.

[60] ASTM D5240-06: «Standard Test Method for Testing Rock Slabs to Evaluate Soundness of Riprap by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[61] ASTM D5312-04: «Standard Test Method for Evaluation of Durability of Rock for Erosion Control Under Freezing and Thawing Conditions». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[62] ASTM D5313-06: «Standard Test Method for Evaluation of Durability of Rock for Erosion Control Under Wetting and Drying Conditions». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[63] ASTM D5607-02: «Test method for performing laboratory direct shear strength tests of rock specimens under constant normal force». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[64] ASTM D5731-08: «Standard Test Method for Determination of the Point Load Strength Index of Rock and Application to Rock Strength Classifications». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2008.

[65] ASTM D5753-05: «Standard Guide for Planning and Conducting Borehole Geophysical Logging». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[66] ASTM D5873-05: «Test Method for Determination of Rock Hardness by Rebound Hammer Method». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2006.

[67] ASTM D6031-96: «Standard Test Method for Logging In Situ Moisture Content and Density of Soil and Rock by the Nuclear Method in Horizontal, Slanted, and Vertical Access Tubes». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2010.

[68] ASTM D6032-08: «Standard Test Method for Determining Rock Quality Designation (RQD) of Rock Core». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2008.

[69] ASTM D7012-10: «Standard test method for compressive strength and elastic moduli of intact rock core specimens under varying states of stress and temperatures». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2010.

[70] ASTM D854-10: «Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer». *Informe técnico*, PA: ASTM International, Philadelphia, 2010.

[71] ATLAS COPCO: *Secoroc Rock Drilling Tools-Product Catalogue-Rotary*. Atlas Copco, Sweden, 1^a edición, 2007.

[72] AUDEMARD, F.A.: «Paleoseismology in Venezuela: Objectives, methods, applications, limitations and perspectives». *Tectonophysics*, 2005, **408**, pp. 39–61.

[73] AUFMUTH, E.R.: «A systematic determination of engineering criteria for rocks». *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, 1973, **11**, pp. 235–245.

[74] AYDAY, C.A. y GÖKTAN, R.M.: «Correlations between L and N-type Schmidt hammer rebound values obtained during field testing». En: J.A. Hudson (Ed.), *Proceedings of the ISRM Regional Symposium: Rock Characterization, EUROCK 1992*, volumen 1, pp. 47–50. British Geotechnical Society, Thomas Telford, London, Chester, UK, 1992.

[75] AYDIN, A. y BASU, A.: «The use of the Brazilian test as a quantitative measure of rock weathering». *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2006, **39(1)**, pp. 77–85.

[76] BACHI SOLETACHE:.

[77] BANDIS, S.C.; LUMSDEN, A.C. y BARTON, N.R.: «Experimental studies of scale effects in the shear behavior of rock joints». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1981, **18**, pp. 1–21.

[78] BARLA, G. y INNAURATO, N.: «Indirect tensile strength of anisotropic rocks». *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1973, **5**, pp. 215–230.

[79] BARTON, N.R. y CHOUBEY: «The shear strength of rock in theory and practice». *Rock Mechanics*, 1977, **10**, pp. 1–54.

[80] BEARMAN, R.A.: «The use of the point load test for the rapid estimation of Mode I fracture toughness». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1999, **36(2)**, pp. 254–263.

[81] BELL, J.S. y GOUGH, D.I.: «Northeast-southwest compressive stress in Alberta: Evidence from oil wells». *Earth and Planetary Science Letters*, 1979, **45**, pp. 475–482.

[82] BEVERLY, B.E.; SCHÖNWOLF, D.A. y BRIERLY, G.S.: «Correlations of rock index values with engineering properties and the classification of intact rocks». *Technical report*, Federal Highway Administration, Waschington D.C., 1979.

[83] BIENIAWSKI, Z.T.: «Engineering classification of jointed rock masses». *Transactions of the South African Institution of Civil Engineering*, 1973, **15(12)**, pp. 335–344.

[84] ——: «Estimating the strength of rock materials». *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 1974, pp. 312–320.

[85] ——: «The point load test in geotechnical practice». *Engineering Geology*, 1975, **9(1)**, pp. 1–11.

[86] ——: *Engineering rock mass classification*. John Wiley & Sons, New York, 1989.

[87] BIOT, M.A.: «General theory of three-dimensional consolidation». *Journal of Applied Physics*, 1941, **12**, pp. 155–164.

[88] BLACKBOURN, G.A.: *Cores and core logging for geoscientists*. Whittes Publishing, Scotland, 2^a edición, 2009.

[89] BLOCH, M.; FREITAS, S.M.S.; DO SOCORRO, M.; BACELAR, C.J.R. y SOARES, J.A.: «Determinação da orientação de tensões in-situ utilizando perfil de imagens, recuperação de deformações anelásticas, anisotropia de ondas elásticas e tomografia

acústica». En: *Anais do 4º Simpósio Brasileiro de Mecânica de Rochas*, Comité Brasileiro de Mecânica de Rochas, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Florianópolis, SC, 2006. Article 209.

[90] BLOCH, M. y HENRIQUES FERREIRA, F.: «Determinação de tensões in-situ». En: *Anais do 1º Simpósio Brasileiro de Mecânica de Rochas*, pp. 239–246. Comité Brasileiro de Mecânica de Rochas, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Foz de Iguaçú, 1994.

[91] BLYTH, F.G.H. y DE FREITAS, M.H.: *Geología para ingenieros*. CECSA, 2ª edición, 1995.

[92] BOART LONGYEAR y INTERFELS GMBH:. «Flat jack testing». http://www.interfels.com. Access on October 2008.

[93] BOCK, H.: «Common ground in engineering geology, soil mechanics ans rock mechanics: Past, present and future». *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2006, **65**, pp. 209–216.

[94] BRINK, A.B.A.; PARTRIDGE, T.C. y WILLIAMS, A.A.B.: *Soil survey for engineering*. Oxford Science Publications, monographs on soil and resources survey[a] edición, 1982.

[95] BRITISH PETROLEUM y AMERICAN OIL COMPANY: *Wellbore Stability Handbook*. British Petroleum, American Oil Company, 1998.

[96] BROCH, E. y FRANKLIN, J.A.: «The Point Load Strength Test». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1972, **9(6)**, pp. 669–697.

[97] BRODRICK, T.J. y HARRISON, J.P.: «Using the local degradation approach to assess and overcome errors owing to damage in multistage triaxial testing of rock». En: J.A. Hudson; L.G. Tham; Xua-Ting Feng y A.K.L. Kwong (Eds.), *Proceedings of the ISRM Sponsored International Symposium on Rock Mechanics: Rock Characterization, Modelling and Engineering Design Methods, SINOROCK2009*, volumen 1, pp. 126–131. The University of Hong Kong, Hong Kong, 2009.

[98] BROOK, N.: «The equivalent core diameter method of size and shape correction in point load testing». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1985, **22(2)**, pp. 61–70.

[99] BÜCHI, E.: «Einfluss geologischer Parameter auf die Vortriebsleistung einer Tunnelbohrmaschine mit besonderer Berücksichtingung der Gesteinsanisotropie», 1984. Inaugural Dissertation, Faculty of Science of the University of Bern.

[100] BULUT, F. y TÜDES, S.: «Determination of discontinuity traces on inaccessible rock slopes using electronic tachometer: An example from the Ikizdere Rize Region Turkey». *Engineering Geology*, 1996, **44**, pp. 229–233.

[101] BUTENUTH, C.; DE FREITAS, M.H.; AL-SAMAHIJI, D.; PARK, H.D.; COSGROVE, J.W. y SCHETELIG, K.: «Observations on the measurement of tensile strength using the Hoop test». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1993, **30(2)**, pp. 157–162.

[102] BUYUKSAGIS, I.S. y GÖKTAN, R.M.: «The effect of Schmidt hammer type on uniaxial compressive strength prediction of rock». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2007, **44**, pp. 299–307.

[103] BYERLEE, J.D.: «Friction of rocks». *Pure and Applied Geophysics*, 1978, **116(4)**, pp. 615–626.

[104] CAREY, E.: «Recherche des directions principales de contraintes associées au jeu d'une population de failles». *Revue de Geographie Physique et Geologie Dynamique*, 1979, **21(1)**, pp. 57–66.

[105] CAREY, E. y BRUÑIRÉ, B.: «Analyse theoriqué et numeriqué d'un modele elementaire appliqu'e a l'etude d' une population de failes». *Compets Rendus de l'Academie des Sciences*, 1974, **279(11)**, pp. 891–894.

[106] CARGILL, J.S. y SHAKOOR, A.: «Evaluation of empirical methods for measuring the uniaxial compressive strength». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1990, **27**, pp. 495–503.

[107] CARNEIRO, F.L.L.B. y BARCELLOS, A.: «Résistance a la traction des bétos». En: F.H. Wittmann (Ed.), *Fifty Years of Evolution of Science and Technology of Building Materials and Structures*, pp. 91–102. Germany, 1997.

[108] CARNEIRO, M.A.: *O Complexo Metamórfico Bonfim Setentrional, Quadrilátero Ferrífero Minas Gerais, litoestratigrafia e evolução geológica de um segmento de crosta continental do Arqueano*. Ph.d. thesis, Instituto de Geociências Universidade de São Paulo, São Paulo, Brazil, 1992.

[109] CARRION, P.M.: «Generalized non-linear elastic inversion with constraints in model and data spaces». *Geophysical Journal International*, 1989, **96**, pp. 151–162.

[110] CHARRUA GRAÇA, J.G.: *Desenvolvimentos recentes no domínio da mecânica das rochas*. volumen 1 de *S271*, capítulo Estado de tensão: método STT, pp. 59–70. Laboratório Nacional de Engenharía Civil, Lisboa, 1983.

[111] CHARSLEY, A.D.; MARTIN, C.D. y D.R., MCCREATH: «Sleeve-fracturing limitations for measurig in-situ sress in an anisotropic stress». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2003, **40(1)**, pp. 127–236. Doi:10.1016/S1365-1609(02)00117-X.

[112] CHAU, K.T. y WONG, R.H.C.: «Uniaxial compressive strength and point load strength». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1996, **33**, pp. 183–188.

[113] CHAU, K.T.; WONG, R.H.C.; LIU, J.; WU, J.J. y LEE, C.F.: «Shape effects on the coefficients of restitution during rockfall impacts». En: G. Vouille y P. Berest (Eds.), *Proceedings of the 9th Congress of the International Society of Rock Mechanics*, pp. 541–544. Balkema Rotterdam, Paris, France, 1999.

[114] CHENG, A.: «A tribute to Maurice A. Biot (1905-1985)». http://www.olemiss.edu, 2010.

[115] CHENGXUAN, T.; ZHIJUN, J.; MINGLI, Z.; LIANGJIE, T.; CHENGZAO, J.; SHUPING, C.; MEILING, Y. y LIANBO, Z.: «An approach to the present-day three-dimensional stress field and its application in hydrocarbon migration and accumu-

lation in the Zhangqiang depression, Liaohe field, China». *Marine and Petroleum Geology*, 2001, **18(9)**, pp. 983–994.

[116] CHUN, B.-S.; LEE, Y.-J.; SEO, D.-D. y LIM, B.-S.: «Correlation deformation modulus by PMT with RMR and rock mass condition». En: I.-M. Lee; C. Yoo y K.-H. You (Eds.), *Proceedings of the World Tunnel Congress and 32nd ITA Assembly*, pp. 231–232. Korean Tunnelling Association (KTA), Seoul, Korea, 2006. Article pita06-0294.

[117] CLARKE, A.C.: «Data of geochemistry». *Bulletin of the United States Geological Survey*, 1924, **770**.

[118] COE, J.A.: *Close-range photogrammetric geological mapping and structural analysis*. Msc. thesis, Colorado School of Mines, USA, 1995.

[119] COLBACK, P.S.B.: «An analysis of brittle fracture initiation and propagation in the Brazilian test». En: *Proceedings of the 1st Congress of the International Society of Rock Mechanics*, volumen 1, pp. 385–391. Lisbon, 1966.

[120] COLEMAN, R.: «Sampling procedures for the lenghts of random straight lines». *Biometrika*, 1972, **59(2)**, pp. 415–426.

[121] CONSTABLE, S.C.; PARKER, R.L. y CONSTABLE, C.G.: «Occam's inversion: A practical algorithm for generating smooth models from electromagnetic sounding data». *Geophysics*, 1987, **52**, pp. 289–300.

[122] COOK, B.K.; LEE, M.Y.; DIGIOVANNI, A.A.; BRONOWSKI, D.R.; PERKINS, E.D. y WILLIAMS, J.R.: «Discrete Element Modeling Applied to Laboratory Simulation of Near-Wellbore Mechanics». *International Journal of Geomechanics*, 2004, **4(1)**, pp. 19–27. Doi:10.1061/1532-3641(2004)4:1(19).

[123] COOK, N.G.W.: «The failure of rock». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1965, **2**, pp. 389–403.

[124] COPPENS, P.: «The Quest for Ecuador's Metal Library». *Ancient American*, 2007, **12**, p. 73. Machu Pichu's Hitching Post of the Sun.

[125] CORDANI, U.G.; TASSINARI, C.C.G.; TEIXEIRA, W.; BASEI, M.A.S. y KAWASHITA, K.: «Evolução tectônica da Amazônia com base nos dados geocronológicos». En: *Memorias del 2° Congreso Geológico Chileno*, volumen 4, pp. 137–148. Arica, 1979.

[126] CORREA ARROYAVE, A.: *Caracterización de rocas, ensayos de laboratorio*. Universidad Nacional de Colombia, Santa Fé de Bogotá, 2000.

[127] CORREA ARROYAVE, A. y PEDROZA ROJAS, A.O.: «Comportamiento físico y mecánico de rocas colombianas». En: *Memorias del 6to Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas*, Sociedad Colombiana de Geotecnia, Cartagena de Indias, 2006.

[128] CORTÉS, M. y ANGELIER, J.: «Current states of stress in the northern Andes as indicated by focal mechanisms of earthquakes». *Tectonophysics*, 2005, **403**, pp. 29–58.

[129] COSTA, C.: «Actividad de fallas y caracterización de peligro sísmico asociado». Segunda Conferencia Magistral, 2010. XX Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geoteéctica.

[130] COVIELLO, A.; LAGIOIA, R. y NOVA, R.: «On the Measurement of the Tensile Strength of Soft Rocks». *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2005, **38(4)**, pp. 251–273.

[131] CROWELL, J.C. y MCCREATH, D.R.: «Tectonics sedimentation and structural analysis of basins». Distinguished lecture from overseas in association with American Association of Petroleum Geologists, 1984.

[132] CWGM: «Geologic Map of South America, escala 1:5 000 000». *Informe técnico*, Committee on the World Geologic Map, Rio de Janeiro–Brazil, 1964.

[133] CZEREWKO, M.A. y CRIPPS, J.C.: «Assessing the durability of mudrocks using the modified jar slake index test». *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 2001, **34**, pp. 153–163.

[134] DAHLIN, T.: «2D resistivity surveying for environmental and engineering applications». *First Break*, 1996, **14(7)**, pp. 275–284.

[135] D'ANDREA, D.V.; FISHER, R.L. y FOGELSON, D.E.: «Prediction of compression strength from other rock properties». *Quarterly of the Colorado School of Mines*, 1964, **59(4B)**, pp. 623–640.

[136] DÄNIKEN, E. VON: *Gold of the Gods*. Bantam Books, 1974.

[137] DE MELLO FRANCO, J.A.; ARMELIN, J.L.; SANTIAGO, J.A.F.; TELLES, J.C.F. y MANSUR, W.J.: «Determination of the natural stress state in a Brazilian rock mass by back analysis excavation measurements». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2002, **39**, pp. 1005–1032.

[138] DE OLIVEIRA, J.E.: «Primeiro relato do comitê de estudos geotécnicos de rochas sedimentares». *Artigo Técnico 15*, Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, São Paulo Brasil, 1988.

[139] DE OLIVEIRA, J.E.; BLOCH, M.; SOARES, A.C.; SANTOS, S.M.; MONTEIRO SIQUEIRA, C.A.; RIBEIRO DANTAS, M.A.; BELTRAMI, J.C.; SOARES, J.A. y MAIA DA COSTA, A.: «Laboratório de mecânica de rochas do CENPES: sete anos de atuação em atividades de E&P». *Boletim Técnico da Petrobras*, 1998, **41(1–2)**, pp. 31–43.

[140] DEERE, D.U. y MILLER, R.P.: «Engineering classifications and index properties of intact rock». *Technical Report AFWL-TR 65-116*, University of Illinois, 1966.

[141] DEMIRDAG, S.; YAVUZ, H. y ALTINDAG, R.: «The effect of sample size on Schmidt robound hardness value of rock». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2009, **46(4)**, pp. 725–730. Doi:10.1016/j.ijrmms.2008.09.004.

[142] DINÇER, I.; ACAR, A.; ÇOBANOGLU, I. y URAS, Y.: «Correlation between Schmidt hardness uniaxial compressive strength and Youngs modulus for andesites-basalts and tuffs». *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2004, **63**, pp. 141–148.

[143] DU, S.; HU, Y. y HU, X.: «Measurement of Joint Roughness Coefficient by using profilograph and roughness ruler». *Journal of Earth Science*, 2009, **20(5)**, pp. 890–896.

[144] EBERHARDT, E.; STEAD, D.; STIMPSON, B. y READ, R.S.: «Identifying crack initiation and propagation thresholds in brittle rock». *Canadian Geotechnical Journal*, 1998, **35**, pp. 222–233.

[145] EINSTEIN, H.H. y BAECHER, G.B.: «Probabilistic and statistical methods in engineering geology». *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1983, **16(1)**, pp. 39–72.

[146] ELLIS, R.G. y OLDENBURG, D.W.: «Applied geophysical inversion». *Geophysical Journal International*, 1994, **116**, pp. 5–11.

[147] EN 12372-99: «Natural stone test methods: Determination of flexural strength under concentrated load». *Requirements and Tesst Methods 12372*, European Committee for Standarization, Brussels–Belgium, 1999.

[148] EN 13161-08: «Natural stone test methods: Determination of flexural strength under constant moment». *Requirements and Tesst Methods 13161*, European Committee for Standarization, Brussels–Belgium, 2009.

[149] ENGELDER, J.T.; SBAR, M.L. y KRANZ, R.: «A mechanism for strain relaxation of Barre granite: Opening of microfractures». *Pure and Applied Geophysics*, 1977, **115(1–2)**, pp. 27–40. Doi: 10.1007/BF01637095.

[150] ESCALANTE MOSCOSO, J.F.: *Arquitectura prehispanica en los Andes bolivianos*. CIMA, La Paz, 1994.

[151] ES&S: *CSIRO hollow inclusion stress cell*. Environmental Systems and Services, Richmond, Australia, 2007.

[152] FABER-KAISER, A.: «Los túneles de América». http://personal.telefonica.terra.es, 1992.

[153] FAILMEZGER, R.A.; ZDINAK, A.L.; DARDEN, J.N. y FAHS, R.: «Use of rock pressuremeter for deep foundation design». En: M. Gambin; J.-P. Magnan y Ph. Mestat (Eds.), *Proceedings of the International Symposium for the 50th anniversary of the pressuremeter (ISP5, Pressio 2005)*, volumen 1, pp. 495–503. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées and Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, I'ENPC/LCPC, Paris, 2005.

[154] FAIRBAIRN, E.M.R. y ULM, F.-J.: «A tribute to Fernando L.L.B. Carneiro (1913-2001) engineer and scientist who invented the Brazilian test». *Materials and Structures*, 2002, **35**, pp. 195–196.

[155] FAIRHURST, C.: «Laboratory measurement of some physical properties of rock». En: *Proceedings of the 4th Symposium on Rock Mechanics*, pp. 105–118. Pennsylvania, 1961.

[156] ——: «On the validity of the Brazilian test for brittle materials». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1964, **1**, pp. 535–546.

[157] ——: «Stress estimation in rock: A brief history and review». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2003, **40**, pp. 957–973.

[158] FCKER, E.; REIK, G. y SCHNEIDER, H.: «Leopold Müller: Obituary». *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 1988, **38**, pp. 3–4.

[159] FCKER, E. y RENGERS, N.: «Measurement of large scale roughness of rock planes by means of perfilograph and geological compass». En: *Proceedings of the International Symposium on Rock Fracture*, pp. 1–18. ISRM, Nancy, 1971.

[160] FENG, Q.: *Geodetic total station for measuring geometry of discontinuities at exposed rock faces*. Bsc. thesis, Royal Institute of Technology, Sweden, 1999.

[161] FENG, Q.H. y RÖSHOFF, K.: «In-situ mapping and documentation of rock faces using full-coverage 3D Laser scanning technique». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2004, **41(3)**. Paper 1A23.

[162] FERNÁNDEZ, G. y MOON, J.-S.: «Evaluation and assessment of inflow rates in tunnels excavated in jointed rock mass». En: J. Montero y J.E. Colmenares (Eds.), *Memorias del 6to Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas*, pp. 155–208. Sociedad Colombiana de Geotecnia, Universidad Nacional de Colombia, Cartagena de Indias, 2006.

[163] FORMAINTREAUX, D.: *Caracterisation des roches: Essais de laboratoire*. Asotiation des ancičnnes elčves de lecole de Ponts of Chaussees, Francia, tours practique de mechanique des roches^{a} edición, 1976.

[164] FOSTER, I.R.: «The influence of core sample geometry on the axial point-load test». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1983, **20**, pp. 291–295.

[165] FOTOQUINA:d.. «Manoel Rocha», s.d. Register number 88786.

[166] FRANCIS, P.M.; BAKER, M.C.W. y HALLS, C.: «The Karikari caldera Bolivia and the Cerro Rico Stock». *Journal on Vulcanology Geothermal Research*, 1981, **10**, pp. 113–124.

[167] FRANKLIN, J.A.:. «Direct shear test on 1 m × 1 m rock block in Greece». http://www.isrm.net. Access on October 2010, ISRM Slide Collection, Exploration and Testing: Photograph 19.

[168] ——:. «Jackleg rock drill». http://www.isrm.net. Access on November 2010, ISRM Slide Collection, Excavating, Drilling & Boring Machines: Photograph 20.

[169] ——:. «Shore scleroscope». http://www.isrm.net. Access on November 2010, ISRM Slide Collection, Exploration and testing: Photograph 14.

[170] ——: «Observations and tests for engineering description and mapping of rocks». En: *Proceedings of the 4th Congress of the International Society of Rock Mechanics*, volumen 6. Belgrad, 1970.

[171] ——: «A direct shear machine for testing rock joints». *ASTM Geotechnical Testing Journal*, 1985, **8(1)**, pp. 25–29.

[172] FRANKLIN, J.A. y CHANDRA, R.: «The slake durability test». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1972, **9**, pp. 325–341.

[173] FRANKLIN, J.A. y MAERZ, N.H.: «Digital photoanalysis of rock jointing, In situ testing and field behavior». En: *Canadian Geotechnical Conference*, pp. 11–20, 1986.

[174] FRIEDMAN, M.: «Residual elastic strain in rocks». *Tectonophysics*, 1972, **15**, pp. 297–330.

[175] GAICH, A.; PÖTSCH, M. y SCHUBERT, W.: «Rock mass characterization using scaled 3D images». En: J.A. Hudson; L.G. Tham; Xua-Ting Feng y A.K.L. Kwong (Eds.), *Proceedings of the ISRM Sponsored International Symposium on Rock Mechanics: Rock Characterization, Modelling and Engineering Design Methods, SINOROCK2009*, volumen 1, pp. 101–105. The University of Hong Kong, Hong Kong, 2009.

[176] GALYBIN, A.N. y MUKHAMEDIEV, SH.A.: «Determination of elastic stresses from discrete data on stress orientations». *International Journal of Solids and Structures*, 2004, **41**, pp. 5125–5142.

[177] GAMBLE, J.C.: *Durability-plasticity classification of shales and other argillaceous rocks*. Ph.d. thesis, University of Illinois, Urbana, IL, 1971.

[178] GBG:. «Structural services, material testing and structural investigations: Rebound Hammer Testing». http://www.gbg.co.uk/index.php?page=strrebound. Accessed on August 2010.

[179] GEOTECHNICAL TESTING SYSTEMS:. «Máquinas para ensayos de mecánica de rocas». www.gcts.com. Access on April 2010.

[180] GERTH, H.: *Der geologishe Bau del Südamerikanischen Kordillere*. Gebrüder Borntträger, Berlin, 1955.

[181] GHOSE, A.K. y CHAKRABORTI, S.: «Empirical strength indices of Indian coals: An investigation». En: H.L. Hartman (Ed.), *Proceedings of the 27th U.S. Symposium on Rock Mechanics: Key to energy production*, pp. 59–61. University of Alabama, Balkema Rotterdam, Tuscaloosa, AL, 1986.

[182] GHOSH, D.K. y SRIVASTAVA, M.: «Point-load strength: An index for classification of rock material». *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 1991, **44**, pp. 27–33.

[183] GILG, B.: «Verförmung und Bruch von Gesteinsproben unter dreiaxialer Belastung». En: *Proceedings of the 1st Congress of the International Society of Rock Mechanics*, pp. 601–606. Lisboa, 1966.

[184] GÖKCEOGLU, C.: «Schmidt sertlik cekici kullamlarak tahmin edilen tek eksenli basinc dayanini verilerinin güvenirligi üzerine bir degerlendirme». *Jeol Müh*, 1996, **48**, pp. 78–81.

[185] GÖKTAN, R.M. y AYDAY, C.A.: «Suggested improvement to the Schmidt rebound hardness ISRM suggested method with particular reference to rock machineability». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1993, **30**, pp. 321–322.

[186] GÖKTAN, R.M. y GUNES, N.: «A comparative study of Schmidt hammer testing procedures with reference to rock cutting machine performance prediction». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2005, **42**, pp. 466–472.

[187] GOLDER ASSOCIATES:.

[188] GONZÁLEZ DE VALLEJO, L.I. y HIJAZO, T.: «A new procedure to assess in-situ rock stress by empirical and probabilistic methodologies». En: L. Ribeiro e Sousa; C. Olalla y N. Grossmann (Eds.), *Proceedings of the 11th Congress of the International Society for Rock Mechanics*, pp. 147–150. ISRM, Taylor & Francis Group, London, 2007.

[189] GOODMAN, R.: *Introduction to rock mechanics*. John Wiley & Sons, New York, second^{a} edición, 1989. ISBN 0-471-81200-5.

[190] GOUGH, D.I. y GOUGH, W.I.: «Stress near the surface of the earth». *Annual Review of Earth and Planetary Sciences*, 1987, **15**, pp. 545–566.

[191] GRABAU, A.W.: «On the classification of sedimentary rocks». *American Geology*, 1904, **33**, pp. 228–247.

[192] GRADSTEIN, F.M.; AGTERBERG, F.P.; OGG, J.G.; HARDENBOL, J.; VAN VEEN, P.; THIERRY, J. y HUANG, Z.: *Geochronology, Time Scales and Global Stratigraphic Correlation*. special publication A Triassic, Jurassic, and Cretaceous Time Scale, pp. 95–126. 54. Society for Sedimentary Geology, Tulsa, Oklahoma, 1995.

[193] GRADSTEIN, F.M.; OGG, J.G.; SMITH, A.G.; AGTERBERG, F.P.; BLEEKER, W.; COOPER, R.A.; DAVYDOV, V.; GIBBARD, P.; HINNOV, L.A.; HOUSE, M.R.; LOURENS, L.; LUTERBACHER, H.P.; MCARTHUR, J.; MELCHIN, M.J.; ROBB, L.J.; SHERGOLD, J.; VILLENEUVE, M.; WARDLAW, B.R.; ALI, J.; HILGEN, H. BRINKHUIS F.J.; HOOKER, J.; HOWARTH, R.J.; KNOLL, A.H.; LASKAR, J.; MONECHI, S.; PLUMB, K.A.; POWELL, J.; RAFFI, I.; SADLER, U. RÖHL P.; SANFILIPPO, A.; SCHMITZ, B.; SHACKLETON, N.J.; SHIELDS, G.A.; STRAUSS, H.; DAM, J. VAN; VAN KOLFSCHOTEN, T.; VEIZER, J. y WILSON, D.: *A Geologic Time Scale 2004*. Cambridge University Press, 2004.

[194] GRASSO, P.; XU, S. y MAHTAB, M.A.: «Problems and promises of index testing of rocks». En: J.R. Tillerson y W.P. Wawersik (Eds.), *Proceedings of the 33rd U.S. Symposium on rock mechanics*, pp. 879–888. Balkema, 1992.

[195] GREMINGER, M.: «Experimental studies of the influence of rock anisotropy on size and shape effects in point-load testing». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1982, **19**, pp. 241–246.

[196] GRIFFITS, D.H. y BARKER, R.D.: «Two dimesional resistivity imaging and modelling in areas of complex geology». *Journal of Applied Geophysics*, 1993, **29**, pp. 211–226.

[197] GTUMSS:.

[198] ——: «Estudio geotecnico de la presa San Martín». *Informe Técnico 929-05*, Laboratorio de Geotecnica, Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba, Bolivia, 2005.

[199] GUENOT, A.: «Borehole breakouts and stress fields». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1989, **26**, pp. 185–195.

[200] GUIDICINI, G.; NIEBLE, C.M. y DE CORNIDES, A.T.: «Analise do método de compressão puntiforme em fragmentos irregulares na caracterização geotécnica pre-

liminar de rochas». *Publicação 927*, Instituto de Investigaciones Tecnológicas de São Paulo, São Paulo Brasil, 1973.

[201] GUNSALLUS, K.L. y KULHAWY, F.H.: «A comparative evaluation of rock strength measures». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1984, **24(5)**, pp. 233–248.

[202] HAIMSON, B.C. y CORNET, F.H.: «ISRM Suggested methods for rock stress estimation, Part 3: Hydraulic fracturing (HF) and/or hydraulic testing of pre-existing fractures (HTPF)». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2003, **40**, pp. 1011–1020.

[203] HAIMSON, B.C. y FAIRHURST, C.: «Initiation and Extension of Hydraulic Fracture in Rocks». *Society of Petroleum Engineers Journal*, 1967, pp. 310–318.

[204] HALL, S.: *Tayos Gold-The Archives of Atlantis*. BookSurge. Adventures Unlimited Press, 2005.

[205] HALLS, C. y SCHNEIDER, A.: «Comentarios sobre la génesis de los yacimientos del cinturón estañífero boliviano». *Revista Geológica de Chile*, 1988, **15(1)**, pp. 41–56.

[206] HANSSEN, T.H.: «Rock Properties». *Publication 5*, Norwegian Tunneling Today, Norwegian Soil and Rock Engineering Association, Tapir, 1988. 41-44.

[207] HARAMY, K.Y. y DEMARCO, M.J.: «Use of Schmidt hammer for rock and coal testing». En: E. Ashworth (Ed.), *Proceedings of the 26th U.S. Symposium on Rock Mechanics*, pp. 549–555. South Dakota School of Mines and Technology, Balkema Rotterdam, Rapid City, SD, 1985.

[208] HARDING, T.: «Petroleum traps associates eigth wrench faults». *Bulletin of the American Association of Petroleum Geologists*, 1974, **58**, pp. 1290–1304.

[209] HARDY, H.R. y JAYARAMAN, N.I.: «An investigation of methods for determination of the tensile strength of rock». En: *Proceedings of the 2nd Congress of the International Society of Rock Mechanics*, pp. 85–92. Belgrade, 1970.

[210] HARRISON, J.P.: *Improved analysis of rock mass geometry using mathematical and photogrammetric methods*. Ph.d. thesis, Imperial College, London, 1993.

[211] HARRISON, J.P. y HUDSON, J.A.: «Visualising and Understanding the Stress Path for Rock Mechanics Modelling and Testing, and Rock Engineering Design». En: *Proceedings of the ISRM Conference: Technology Roadmap for Rock Mechanics*, pp. 487–492. South African Institute of Mining and Metallurgy, Sandton, South Africa, 2003.

[212] HART, E.W.: «Fault-rupture hazard zones in California». *Special Publication 42*, Division of Mines and Geology, California, 1990. Alquist-Priolo Special Studies Zones Act of 1972 with index to special studies zones maps.

[213] HASSANI, F.P.; SCOBLE, M.J. y WHITTAKER, B.N.: «Application of point load index test to strength determination of rock and proposals for new size-correction chart». En: D. A. Summers (Ed.), *Proceedings of the 21st U.S. Symposium on rock mechanics*, pp. 543–564. University of Missouri, University of Missouri Press, Rolla, 1980.

[214] HAWKES, I. y MELLOR, M.: «Uniaxial testing in rock mechanics laboratories». *Engineering Geology*, 1970, **4**, pp. 177–285.

[215] HEITZMANN, P.: «Kakirite, Kataklasite, Mylonite zur Nomenklatur der Metamorphite mit Verformungsgefüge». *Eclogae Geologicae Helvetiae*, 1985, **78(2)**, pp. 273–286.

[216] HICKMAN, S.H.; HEALY, J.H. y ZOBACK, M.D.: «In-situ stress, natural fracture distribution and borehole elongation in the Auburn geothermal well–Auburn New York». *Journal of Geophysical Research*, 1985, **99(B7)**, pp. 5497–5512.

[217] HOEK, E. y BRAY, J.W.: *Rock slope engineering*. The Institution of Mining and Metallurgy, London, 3^a edición, 1981.

[218] HOEK, E. y BROWN, E.T.: «Empirical strength criterion for rock masses». *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1980, **106(GT9)**, pp. 1013–1035. Art. 15715.

[219] HONDROS, G.: «The evaluation of Poissons ratio and the modulus of materials of low tensile resistance by the Brazilian (indirect tensile) test with particular reference to concrete». *Australian Journal of Applied Sciences*, 1959, **10(3)**, pp. 243–268.

[220] HOWARTH, D.F. y ROWLANDS, J.C.: «Quantitative assessment of rock texture and correlation with drillability and strength properties». *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1987, **20(1)**, pp. 57–85.

[221] HUBBERT, M.K. y WILLIS, D.G.: «Mechanics of Hydraulic Fracturing». *Transactions of the American Institute of Mining, Metallurgical and Petroleum Engineers*, 1957, **210**, pp. 153–164.

[222] ——: «Role of fluid pressure in mechanics of overthrust faulting, Part I: Mechanics of fluid-filled porous solids and its application to overthrust faulting». *Bulletin of the Geological Society of America*, 1959, **70**, pp. 115–166.

[223] HUCK, J. y KIM, Y.: «Coveralls for grass fire fighting». *International Journal of Clothing Science and Technology*, 1997, **9(5)**, pp. 346–359.

[224] HUCK, J.; MAGANGA, O. y KIM, Y.: «Protective overalls: Evaluation of garment design and fit». *International Journal of Clothing Science and Technology*, 1997, **9(1)**, pp. 46–61.

[225] HUCKA, V.: «A rapid method for determining the strength of rocks in situ». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1965, **2**, pp. 127–134.

[226] HUDSON, J.A.: «Tensile strength and the ring test». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1969, **6**, pp. 91–97.

[227] HUDSON, J.A.; BROWN, E.T. y RUMMEL, F.: «The controlled failure of rock discs and rings loaded in diametric compression». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1972, **9**, pp. 241–248.

[228] HUDSON, J.A. y COSGROVE, J.W.: «Integrated structural geology and engineering mechanics approach to site characterization». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1997, **34(3–4)**, p. 136.

[229] HUDSON, J.A. y PRIEST, S.D.: «Discontinuity frequency in rock masses». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1983, **20(2)**, pp. 73–89.

[230] IMRE, B.; RÄBSAMEN, S. y SPRINGMAN, S.M.: «A coefficient of restitution of rock materials». *Computers and Geosciences*, 2008, **34**, pp. 339–350.

[231] INTERFELS GMBH:. www.interfels.com.

[232] ISO14689: «Draft standard on geotechnics in civil engineering: Identification and description of rock». *Draft Standard 14689*, International Organization for Standardization, Geneva–Switzerland, 1997.

[233] ISRM: «Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1978, **15(6)**, pp. 319–368.

[234] ——: «Suggested method for determining point-load strength». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1985, **22**, pp. 53–60.

[235] ——: «Geoeng 2000 Workshop on classification systems: The reliability of rock mass classification used in underground excavation and support design». *International Society for Rock Mechanics News Journal*, 2001, **6(3)**, p. 2.

[236] ——: «Candidates for the ISRM board 2003–2007». *International Society for Rock Mechanics News Journal*, 2003, **8(1)**, pp. 11–17.

[237] JAEGER, J.C.: «Failure of rocks under tensile conditions». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1967, **4**, pp. 219–227.

[238] JAEGER, J.C.; COOK, N.G.W. y ZIMMERMANN, R.W.: *Fundamentals of rock mechanics*. Blackwell Publishing, Oxford, fourth^a edición, 2007.

[239] JAEGER, J.C. y HOSKINS, E.R.: «Rock failure under the confined Brazilian test». *Journal of Geophysical Research*, 1966, **71**, pp. 2651–2659.

[240] JARRAD, R.D.: «Relations among subduction parameters». *Reviews of Geophysics*, 1986, **24(2)**, pp. 217–284.

[241] JENKS, W.F.: *Handbook of South American Geology, an explanation of the geologic map of South America*. Geological Society of America, 1956.

[242] JOHN, S.J.; DE FREITAS, M.H.; COSGROVE, J.W.; CLARKE, B.A.; LOE, N.; AL-SAMAHIJI, D. y TANG, H.: «Stress analysis of a unidirectionally loaded hoop specimen». En: *Proceedings of the 7th Congress of the International Society of Rock Mechanics*, pp. 513–518. ISRM, A.A. Balkema, Aachen Germany, 1991.

[243] KAHRAMAN, S.: «Basinç direnci tahmininde schmidt ve nokta yük indeksi kullanmanin güvenirliĝi». En: ve S. Korkmaz y M. Akçay (Eds.), *KTÜ Jeoloji Mühendisliĝi Bölümü*, volumen 30, pp. 362–369. Yil Sempozyumu Bildiriler Kitabi, Trabzon, 1996.

[244] ——: «Evaluation of simple methods for assessing the uniaxial compressive strength of rock». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2001, **38**, pp. 381–394.

[245] KAHRAMAN, S.; GUNAYDIN, O. y FENER, M.: «The effect of porosity on the relation between uniaxial compressive strength and point load index». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2005, **42**, pp. 584–589.

[246] KALIDINDI, S.R.; ABUSAFIEH, A. y EL-DANF, E.: «Accurate characterization of machine compliance for simple compression testing». *Experimental Mechanics*, 1997, **37(2)**, pp. 210–215.

[247] KAN, C.C.: *Index properties and three dimensional failure criterion of rocks*. Msc. thesis, University of Hong Kong, Hong Kong, China, 2000.

[248] KANJI, M.A.: «Experiences with hydro-jacking tests for the state of stress determination in jointed rock masses». En: L.A. Ayres da Silva; E. Freitas de Quadros y H.H. Silva Goncalves (Eds.), *Proceedings of the 5th South American Conference on Rock Mechanics and 2nd Brazilian Conference on Rock Mechanics, design and construction in mining, petroleum and civil engineering (SARocks '98)*, volumen 1, pp. 99–105. Brazilian Committee on Rock Mechanics, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Santos, SP, 1998.

[249] KANJI, M.A. y ABRAHÃO, R.A. (Eds.): *Proceedings of the International Symposium on Rock Mechanics Related to Dam Foundations*, volumen 1 & 2. Brazilian Committee on Rock Mechanics, Associação Brasileria de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, Rio de Janeiro, 1978.

[250] KARAKUS, M.; KUMRAL, M. y KILIC, O.: «Predicting elastic properties of intact rocks from index tests using multiple regression modelling». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2005, **42(2)**, pp. 323–330.

[251] KARAMAN, U.M.R. y MISRA, B.: *Principles of rock drilling*. Balkema Rotterdam, Amsterdam, 1998. ISBN 9-7890-5410-7880.

[252] KATZ, O.; RECHES, Z. y ROEGIERS, J.C.: «Evaluation of mechanical rock properties using a Schmidt hammer». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2000, **37**, pp. 723–728.

[253] KAY, S.M.; MPODOZIS, C. y RAMOS, V.A.: *Encyclopedia of Geology*. volumen 1, encyclopedia Andes, pp. 118–131. Elsevier, 2004.

[254] KAZI, A. y AL-MANSOUR, Z.R.: «Empirical relationship between Los Angeles Abrasion and Schmidt hammer strength tests with application to aggregates around Jeddah». *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 1980, **13**, pp. 45–52.

[255] KEAREY, P. y BROOKS, M.: *An introduction to geophysical exploration*. Blackwell Science, 2^{a} edición, 1991.

[256] KEMENY, J. y POST, R.: «Estimating three-dimensional rockdiscontinuity orientation from digital images of fracture traces». *Computers and Geosciences*, 2003, **29**, pp. 65–77.

[257] KEMENY, J.; RODRIGUEZ, C. y FUENTEALBA, R.: «Nueva tecnología para la caracterización de macizos rocosos en minería a cielo abierto». En: I Aracena; C Holmgren y R Kuyvenhoven (Eds.), *Proceedings of the 1st International Seminar*

on Geology for the Mining Industry, Geomin 2009, pp. 16–23. GECAMIN Limited, Antofagasta, 2009.

[258] KENNEDY, D.M. y DICKSON, M.E.: «Lithological control on the elevation of shore platforms in a microtidal setting». *Earth Surface Processes and Landforms*, 2006, **31(12)**, pp. 1575–1584. Doi: 10.1002/esp.1358.

[259] KIRSCH, A.: *An Introduction to the Mathematical Theory of Inverse Problems*. Applied Mathematical Sciences. Springer-Verlag Inc., 1996.

[260] KLEIN, E.L.; CANDIDO, R.L.; MOURA, A.V.; LOBATO, D.C.; BRITO, R.S.C. y ARMSTRONG, R.: «Geochronology Nd isotopes and reconnaissance geochemistry of volcanic and metavolcanic rocks of the São Luís Craton, northern Brazil: Implications for tectonic setting and crustal evolution». *Journal of South American Earth Sciences*, 2009, **27(2–3)**, pp. 129–145.

[261] KONCAGÜL, E.C. y SANTI, P.H.: «Predicting the UCS of the Breathitt shale using slake durability, shore hardness and rock structures properties». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1999, **36(2)**, pp. 139–153.

[262] KOVÁRI, K. y TISA, A.: «Continuous Failure State Direct Shear Tests». *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1984, **17**, pp. 83–95.

[263] KULANDER, B.R.; DEAN, S.L. y WARD, B.J.: *Fractured core analysis: Interpretation, logging, and use of natural and induced fractures in core*. volumen 8 de *Methods in Exploration*. American Association of Petroleum Geologists, Tulsa, 1990.

[264] KVIHAUG, T. y ROALDSET, E.: «Rock mechanical characterization of an offshore mudrock from Haltenbanken, Mid-Norway». *Rock Mechanics*, 1998, **31(2)**, pp. 95–115.

[265] LADKANI, R. y DAVIDSON, K.: «The Devil's Miner». Film, 2005. Urban Landscapes Inc. & La Mita Loca.

[266] LAMAS, L.: «Report of the ISRM secretary-general for 2008». *International Society for Rock Mechanics News Journal*, 2008, **11**, pp. 12–15.

[267] LANG, P.A.; THOMPSON, P.M. y NG, L.K.W.: «The effect of residual stress and drill hole size in the in situ stress determined by overcoring». En: O. Stephansson (Ed.), *Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement*, pp. 687–694. The Lulea University, Centek Publishers, Stockholm, Sweden, 1986.

[268] LASHKARIPOUR, G.R.: «Predicting mechanical properties of mudrock from index parameters». *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2002, **61**, pp. 73–77.

[269] LAVENU, A. y CEMBRANO, J.: «Estados de esfuerzo compresivo Plioceno y compresivo transpresivo Pleistoceno, Andes del Sur Chile (38° a 42° 30'S)». *Revista Geológica de Chile*, 1999, **26(1)**, pp. 67–87.

[270] LAVROV, A.: «The Kaiser effect in rocks: Principles and stress estimation techniques». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2003, **40(2)**, pp. 151–171.

[271] LEEMAN, E.R.: «The doorstopper and triaxial rock stress measuring instruments developed by the CSIR». *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 1969, **69(7)**, pp. 305–339.

[272] LEIJON, B.: *Rock stress measurements using LUT-gauge overcorig method*. Ph.d. thesis, Luleå University of Technology, Luleå, 1988.

[273] LEITH, C.K. y MEAD, W.J.: *Metamorphic geology*. New York, 1915.

[274] LEMY, F. y HADJIGEORGIOU, J.: «A digital face mapping case study in an underground hard rock mine». *Canadian Geotechnical Journal*, 2004, **41**, pp. 1011–1025.

[275] LI, G.; MIZUTA, Y. y ISHIDA, T.: «Experimental and numerical study for stress measurement and estimation in rock mass». En: J.A. Hudson; L.G. Tham; Xua-Ting Feng y A.K.L. Kwong (Eds.), *Proceedings of the ISRM Sponsored International Symposium on Rock Mechanics: Rock Characterization, Modelling and Engineering Design Methods, SINOROCK2009*, volumen 1, pp. 29–35. The University of Hong Kong, Hong Kong, 2009.

[276] LISLE, R.J. y LEYSHON, P.R.: *Stereographic projection techniques for geologists and civil engineers*. Cambridge University Press, London, 2^a edición, 2005.

[277] LISLE, R.J.; ORIFE, T. y ARLEGUI, L.E.: «A stress inversion method requiring only fault slip sense». *Journal of Geophysical Research*, 2001, **106(B2)**, pp. 2281–2289.

[278] LJUNGGREN, C.; JANSON, T. y CHRISTIANSSON, R.: «An overview of rock stress measurement methods». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2003, **40**, pp. 975–989.

[279] LOKE, M.H.: *2D and 3D electrical imaging surveys*. Geotomo Software, Penang, Malaysia, 2003.

[280] LOUREIRO PINTO, J.: «Determination of the deformability and state of stress in rock masses». En: L. Ribeiro e Sousa y N. Grossmann (Eds.), *Proceedings of the 2^{nd} European Conference of the International Society for Rock Mechanics (EUROCK 93)*, pp. 669–673. ISRM, A.A. Balkema, Lisbon, 1993.

[281] LUCASSEN, F.; BECCHIO, R.; WILKE, H.G.; FRANZ, G.; THIRLWALL, M.F.; VIRAMONTE, J. y WEMMER, K.: «Proterozoic-Paleozoic development of the basement of the Central Andes 18-26°S a mobile belt of the South American Craton». *Journal of South American Earth Sciences*, 2000, **13(8)**, pp. 697–715.

[282] LUENBERGER, D.G.: *Linear and Nonlinear Programming*. Addison-Wesley, 1984.

[283] LUGEON, M.: *Barajes et Geology Methods des Recherches, Terrassement et Impermeabilization Lausanne*. Librairie de luniversite F. Rouge et Cie s.a. Librairie de L'universite Lausanne, Lausanne, 1933.

[284] LUONG, M.P.: «Un nouvel essai pour la mesure de la résistance a la traction». *Revue Francaise de Geotechnique*, 1986, **34**, pp. 69–74.

[285] ——: «Direct tensile and direct shear strengths of Fontainebleau sandstone». En: P.A. Cundall; R.L. Sterling y A.M. Starfield (Eds.), *Proceedings of the 29^{th} U.S. Symposium, Key questions in rock mechanics*, pp. 237–246. Balkema, 1988.

[286] ——: «Fracture behavior of concrete and rock under mode II and mode III shear loading». En: S.P. Shah y S.E. Swartz (Eds.), *Fracture of concrete and rock recent developments*, Elsevier, New York, 1989.

[287] MACHETTE, M.N.: «Active, capable, and potentially active faults: A paleoseismic perspective». *Journal of Geodynamics*, 2000, **29**, pp. 387–392.

[288] MAERZ, N.H.; FRANKLIN, J.A.; ROTHENBURG, L. y COURSEN, D.L.: «Measurement of rock fragmentation by digital photoanalysis». En: *Proceedings of the 6th International Congress on Rock Mechanics*, volumen 1, pp. 687–692. Montreal, 1987.

[289] MARES, V.M. y KRONENBERG, A.K.: «Experimental deformation of muscovite». *Journal of Structural Geology*, 1993, **15(9–10)**, pp. 1061–1075.

[290] MARTIN, C.D.:. «Site characterization 1: In situ stress». Presentations of the course: Brittle rock failure and tunnelling in highly stressed rock, The University of Alberta Geotechnical Centre, Edmonton Canada.

[291] MATA, C. y LEDESMA, A.: «Permeability of a bentonite-crushed granite rock mixture using different experimental techniques». *Géotechnique*, 2003, **53(8)**, pp. 747–758.

[292] MATTHEWS, J.A. y SHAKESBY, R.A.: «The status of the Little Ice Age in southern Norway, relative age dating of Neoglacial moraines with Schmidt hammer and lichenometry». *Boreas*, 1984, **13**, pp. 333–346.

[293] MAULDON, M.: «Fracture sampling on a cylinder: From scanline to boreholes and tunnels». *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1998, **30(3)**, pp. 129–144.

[294] MAULDON, M.; DUNNE, W.M. y ROHRBAUGH JR., M.B.: «Circular scanlines and circular windows: New tools for characterizing the geometry of fracture traces». *Journal of Structural Geology*, 2001, **23**, pp. 247–258.

[295] MEANS, W.E. y PARCHER, J.V.: *Physical properties of soils*. Charles E. Merril Columbus, Ohio, 1963.

[296] MENDIETA, H.J.: *Metodología para la caracterización de roca intacta*. Bsc. thesis, Facultad de Tecnología, Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba, Bolivia, 2004.

[297] MENDIETA, H.J. y SUÁREZ-BURGOA, L.O.: «Relación UCS y parámetros índice de rocas intactas sedimentárias». *Geotecnia Revista del Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Mayor de San Simón*, 2006, **especial**, pp. 170–176.

[298] MENKE, W.: *Geophysical data analysis, discrete inverse theory*. Academic Press Inc., 1984.

[299] MERRILL, R.H.: «Three-component borehole deformation gage for determining the stress in rock». *Investigation Report 7015*, U.S. Bureau of Mines, Washington, D.C., 1967.

[300] MICHAEL, A.: «Determination of stress from slip data: Faults and folds». *Journal of Geophysical Research*, 1984, **89(13)**, pp. 11517–11526.

[301] MONTGOMERY, D.R.; BALCO, G. y WILLETT, S.D.: «Climate, tectonics, and the morphology of the Andes». *Geology*, 2001, **29(7)**, pp. 579–582.

[302] MOODY, I.D.: «Petroleum exploration aspects of wrench-fault tectonics». *Bulletin of the American Association of Petroleum Geologists*, 1973, **57**, pp. 449–476.

[303] MORIWAKI, Y.: *Causes of slaking in argillaceous materials*. Ph.d. thesis, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, Berkeley, CA, 1974.

[304] MORRISON, R.G.K.: *A philosophy of ground control: A bridge between theory and practice*. Department of Mining and Metallurgical Engineering of the McGill University, Montreal, revised^a edición, 1976.

[305] MUKHAMEDIEV, SH.A.; GALYBIN, A.N. y BRADY, B.H.G.: «Determination of stress fields in the elastic lithosphere by methods based on stress orientations». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2006, **43**, pp. 66–88.

[306] MÜLLER, L.: «Rock Mechanics». En: Springer Verlag (Ed.), *Courses and Lectures 165*, International Centre for Mechanical Sciences, University of Karlsruhe, Wien, 1972.

[307] MURALHA, J. y CUNHA, P.: «About LNEC experience on scale effects in the mechanical behavior of joints». En: *Proceedings of the 1st International Workshop on Scale Effects in Rock Masses*, pp. 131–148. Loen, 1990.

[308] NIEBLE, C.M.; BERARD, J.; RUMMEL, F.; BROCH, E.; HALLBAUER, D.K.; HOUGTON, A. y SZLAVIN, J.: «ISRM Suggested Method for Petrographic Description of Rocks». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1978, **15(2)**, pp. 41–45.

[309] NIEBLE, C.M. y KANJI, M.A.: «Estado de tensões anômalas em maciços rochosos no Brasil e seus efeitos em obras de engenharia». En: *Anais do 4^o Simpósio Brasileiro de Mecânica de Rochas*, Comité Brasileiro de Mecânica de Rochas, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Florianópolis, SC, 2006. Article 218.

[310] OBARA, Y. y SUGAWARA, K.: «Updating the use of the CCBO cell in Japan: Overcoring case studies». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2003, **40**, pp. 1189–1203.

[311] OBERT, L.; WINDES, S.L. y DUVALL, W.I.: «Standardized tests for determining the physical properties of mine rock». *Informe técnico RI-3891*, Bureau of Mines U.S. Department of the Interior, 1946.

[312] ODSN: «Plate Tectonic Reconstruction Service, Ocean Drilling Stratigraphy Network, Geomar: Research Center for Marine Geosciences in Kiel». http://www.odsn.de/odsn/services/paleomap/paleomap.html, 2008. Geological Institute of the University Bremen.

[313] OLDENBURG, D.W. y LI, YAOGUO: «Inversion of induced polarization data». *Geophysics*, 1994, **59**, pp. 1327–1341.

[314] OLDENBURG, D.W.; MCGILLIVRAY, P.R. y ELLIS, R.G.: «Generalized subspace methods for large scale inverse problems». *Geophysical Journal International*, 1993, **114**, pp. 12–20.

[315] OLSEN, H.W.; NICHOLS, R.W. y RICE, T.L.: «Low gradient permeability measurements in a triaxial system». *Géotechnique*, 1985, **35(2)**, pp. 145–157.

[316] ORDOÑEZ, O.: «Rocas en zona de falla». *DYNA Revista de la Facultad de Minas de la Universidad Nacional de Colombia*, 2000, **129**, pp. 71–76.

[317] ORLOV, V.P. y LAVEROV, N.P.: *Scientific results and investigation experience*. capítulo The Kola ultradeep well. Moscow, 1998.

[318] O'ROURKE, J.E.: «Rock index properties for geo-engineering in underground development». *Mining Engineering*, 1989, pp. 106–110.

[319] ORTEGA, O.J.; MARRETT, R.A. y LAUBACH, S.E.: «A scale-independent approach to fracture intensity and average spacing measurement». *Bulletin of the American Association of Petroleum Geologists*, 2006, **90(2)**, pp. 193–208. Doi: 10.1306/08250505059.

[320] OUCHTERLONY, F. y OLSSON, M.: «Time to complete the table on the blast damage zone». En: *Proceedings of the Swedish National Conference on Rock Blasting*, pp. 155–178. Stockholm, 2000.

[321] OVERT, D.: *Rock mechanic and the design of structures in rock*. Wiley, New York, 1981.

[322] PAHL, P.J.: «Estimating the mean length of discontinuity traces». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1981, **18**, pp. 221–228.

[323] PALCHIK, V. y HATZOR, Y.H.: «The influence of porosity on tensile and compressive strength of porous chalk». *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 2004, **37(4)**, pp. 331–341.

[324] PALMSTRÖM, A.: *RMi: A rock mass characterization system for rock engineering purposes*. Ph.d. thesis, Department of Geology, University of Oslo, Norway, 1995.

[325] PALMSTRÖM, A. y SINGH, R.: «The deformation modulus of rock masses: Comparisons between in-situ tests and indirect estimates». *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2001, **16**, pp. 115–131.

[326] PARKER, H.W.: «Planning and site investigations in tunnelling». Oral Session, South American Tunneling 2004 International Seminar, São Paulo, Brazil, 2004.

[327] PARKER, R.L.: *Geophysical Inverse Theory*. Princeton University Press, Princeton, 1994.

[328] PASSCHIER, C.W. y TROUW, R.A.J.: *Microtectonics*. Springer, Berlin, 1^a edición, 1996.

[329] PATTON, F.D.: «Multiple models of shear failure in rock». En: *Proceedings of the 1st Congress of the International Society of Rock Mechanics*, volumen 1, pp. 509–513. Lisbon, 1966.

[330] PEACOCK, D.C.P.; HARRIS, S.D y MAULDON, M.: «Use of curved scanlines and boreholes to predict fracture frequencies». *Journal of Structural Geology*, 2003, **25(1)**, pp. 109–119.

[331] PEDROZA ROJAS, A.O.: «Algunos hitos y tendencias de la investigación mundial en mecánica de rocas». En: *Memorias del 6to Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas*, Sociedad Colombiana de Geotecnia, Cartagena de Indias, 2006.

[332] PELLETIER, J.D.; DECELLES, P.G. y ZANDT, G.: «Relationships among climate, erosion, topography, and delamination in the Andes: A numerical modelling investigation». *Geology*, 2010, **38(3)**, pp. 259–262. Doi: 10.1130/G30755.1.

[333] PETTIJOHN, F.J.: *Rocas Sedimentarias*. CECSA, 2^{a} edición, 1970.

[334] PFLEIDER, E.P. y RELLENSMANN, O.: «Gyro-compass surveys underground workings and boreholes». *Mining Engineering*, 1959, pp. 521–526.

[335] PICTORIAL SCIENCE MUSEUM: «Professor Karl Terzaghi, austrian geologist», 1950.

[336] PINTO DA CUNHA, R.: *Interpretation of selfboring pressuremeter tests in sands*. Ph.d. thesis, Department of civil engineering, University of British Columbia, Vancouver, Canada, 1994.

[337] PLACEK, A. y MIGÓN, P.: *Geomorphological Variations*. capítulo Rock-landform relationships in the Sudetes in the light of rock strength assessment using the Schmidt hammer, pp. 287–311. P3K, Prague, 2007.

[338] PLUMB, R.A. y HICKMAN, S.H.: «Stress-induced borehole elongation: A comparison between four-arm dipmeter and the borehole televiewer in the Auburn geothermal well». *Journal of Geophysical Research*, 1985, **90(B7)**, pp. 5513–5521. Doi:10.1029/JB090iB07p05513.

[339] POOLE, R.W. y FARMER, I.W.: «Consistency and repeatability of Schmidt hammer rebound data during field testing». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1980, **17**, pp. 167–71.

[340] PRATT, D.: «Lost civilizations of the Andes». http://davidpratt.info, 2010. Access on October 2010.

[341] PRATT, H.R.; BLACK, A.D.; BROWN, E.T. y BRACE, W.F.: «The effect of specimen size on the mechanical properties of un-jointed diorite». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1971, **9**, pp. 513–529.

[342] PRIEST, S.D.: *Hemispherical projection methods in rock mechanics*. George Allen & Unwin, London, UK, 1^{a} edición, 1985. ISBN 0-04-622007-0.

[343] ——: *Discontinuity analysis for Rock Engineering*. Chapman & Hall, London, UK, 1993. ISBN 0-412-47600-2.

[344] PRIEST, S.D. y HUDSON, J.A.: «Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1981, **18**, pp. 183–197.

[345] QUANE, S.L. y RUSSEL, J.K.: «Rock strength as a metric of welding intensity in pyroclastic deposits». *European Journal of Mineralogy*, 2003, **15**, pp. 855–864.

[346] QUENSEL, P.: «Zur Kenntnis der Mylonitbildung erläutert an Material aus dem Kebnekaisegebiet». *Bulletin of the Geological Institution of the University of Uppsala*, 1916, **15**, pp. 91–116.

[347] QUINTERO, C.F.; DA SILVA ESPÍNDOLA, M.; MARTINI DE OLIVEIRA, O.; MOMM, L. y GUERREO, Y.A.: «Avaliação das constantes elásticas e propagação de microfisuras de amostras de granito e arenito de Santa Catarina com utilização do ultra-som». En: *Anais do XV Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Engenharía Geoténica: Engenharia Geotécnica para o Desenvolvimento: Inovação e Sustentabilidade. V Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas*, Associação Brasileira de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado, RS, 2010. ID437.

[348] RAI, M.A.; KRAMADIBRATA, S. y RIVAI, A.: «Evaluasi hubungan antara block punch index dengan kuat tekan uniaksial untuk menentukan nilai kuat tekan uniaksial secara tidak langsung». *Journal of JTM Indonesia*, 2002, **9(2)**.

[349] RAMAMURTHY, T. (Ed.): *Engineering in rocks for slopes, foundations and tunnels*. PHI Learning Private Limited, New Delhi, 1^a edición, 2007. ISBN 978-81-203-3275-1.

[350] RAMOS, V.A.: *Encyclopedia of Geology*. volumen 1, encyclopedia Argentina, pp. 153–163. Elsevier, 2004.

[351] RAMOS, V.A.; KAY, S.M. y SINGER, B.S.: «Las adakitas de la Cordillera Patagónica: nuevas evidencias geoquímicas y geocronológicas». *Revista de la Asociación Geológica Argentina*, 2004, **59(4)**, pp. 693–706.

[352] RAYUDU, D.P.: *Computer simulation of rockfalls: Application to rockfalls at Fox Glacier, West Coast–New Zealand*. Msc. thesis, Lincoln University, Canterbury New Zealand, New Zealand, 1997.

[353] READ, J.R.L.; THORNTEN, P.N. y REGAN, W.M.: «A rational approach to the point load test». En: *Proceedings of the 3rd Australian-New Zealand geomechanics Conference*, 2, pp. 35–39. New Zealand Institution of Engineers, Wellington, 1980.

[354] REBOLLO, M.A.; HOGER, E.N.; LANDAU, M.R.; ALBANO, J. y GAGGIOLI, N.G.: «Resultados preliminares sobre o estudo de relação entre a rugosidade e a porosidade em rochas». *Boletim Técnico da Petrobras*, 1999, **42(1–4)**, pp. 77–83.

[355] REID, T.R. y HARRISON, J.P.: «A semi-automated methodology for discontinuity trace detection in digital images of rock mass exposures». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2000, **37**, pp. 1073–1089.

[356] REINECKER, J.; HEIDBACH, O.; TINGAY, M.; SPERNER, B. y MÜLLER, B.: «The release 2005 of the World Stress Map». *Informe técnico*, The World Stress Map Project, 2005.

[357] RICHARDS, L.R.; PENG, B. y BELL, D.H.: «Laboratory and field evaluation of the normal coefficiente of restitution for rocks». En: P. Särkkä y P. Eloranta (Eds.), *Proceedings of the ISRM Regional Symposium: Rock Mechanics, a Challenge for Society, EUROCK 2001*, pp. 149–155. ISRM, Swets & Zeitlinger, Lisse, Espoo, Finland, 2001.

[358] RITZ, J.F. y TABOADA, A.: «Revolution stress ellipsoids in brittle tectonics resulting from an uncritical use of inverse methods». *Bulletin de la Societe Geologique de France*, 1993, **164(4)**, pp. 519–531.

[359] ROBERTSON, P.K.; CAMPANELLA, R.G.; BROWN, P.T.; GRAF, I. y HUGHES, J.M.: «Design of axially and laterally loaded piles using in-situ tests: A case study». *Canadian Geotechnical Journal*, 1985, **22(4)**, pp. 518–527.

[360] RODRIGUEZ SANDOVAL, D.: *Análisis mecánicos químicos y petrográficos para determinar el grado de meteorización en una lutita de la formación Uncía*. Bsc. thesis, Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba, Bolivia, 2006.

[361] RUIZ, M.D.: «Anisotropic of rock masses in various underground projects in Brazil». En: *Proceedings of the 1st Congress of the International Society of Rock Mechanics*, volumen 1, pp. 263–267. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1966.

[362] ——: «Some technological characteristics of twenty-six Brazilian rock types». En: *Proceedings of the 1st Congress of the International Society of Rock Mechanics*, volumen 1, pp. 115–119. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1966.

[363] RUIZ, M.D. y PIERS DE CAMARGO, F.: «A large-scale field shear test on rock». En: *Proceedings of the 1st Congress of the International Society of Rock Mechanics*, volumen 1, pp. 257–261. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1966.

[364] RUMMEL, F.: «Stresses and tectonics of the upper continental crust, a review». En: *Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement*, pp. 177–186. Lulea University, Centek, Stockholm, 1986.

[365] RUMMEL, F. y WINTER, R.B.: «Fracture mechanics as applied to hydraulic fracturing stress measurements». *Journal of Earthquake Prediction Research*, 1983, **2**, pp. 33–45.

[366] SACHPAZIS, C.I.: «Correlating Schmidt hammer rebound number with compressive strength and Young's modulus of carbonate rocks». *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, 1990, **42**, pp. 45–83.

[367] SADISUN, I.A.; SHIMADA, H.; ICHINOSE, M. y MATSUI, K.: «Study on the physical disintegration characteristics of Subang claystone subjected to a modified slaking index test». *Geotechnical and Geological Engineering*, 2005, **23(3)**, pp. 199–218.

[368] SADISUN, I.A.; SHIMADA, H. y MATSUI, K.: «Characterization of weathered Claystone and their engineering significance». En: *Proceedings of the Indonesian Scientific Meeting*, Fukuoka, Japan, 2000.

[369] SADOWSKI, G.R. y MONTIDOME, M.J.: «Brazilian Megafaults». *Revista Geológica de Chile*, 1987, **31**, pp. 61–75.

[370] SAKAGUCHI, K.; YOSHIDA, H.; MINAMI, M.; SUZUKI, Y. y MATSUKI, K.: «Development of downward compact conical-ended borehole overcoring technique for rock stress measurement». En: *Proceedings of the ISRM Conference: Technology Roadmap for Rock Mechanics*, pp. 1007–1010. South African Institute of Mining and Metallurgy, Sandton, South Africa, 2003.

[371] SANGREE, J.B.: «What you should know to analyze core fractures». *World Oil*, 1969, pp. 69–72.

[372] SANTOS, J.O.S.; REIS, N.J.; HARTMANN, L.A.; MAC-NAUGTHON, N.J. y FLETCHER, I.R.: «Associação Anortosito-Charnockito-Rapakivi do Calimiano do norte do Craton Amazônico, estado de Roraima, evidências obtidas por geocronologia U-PB, SHRIMP em zircão e baddeleyta». En: *Memorias del 6to Simpósio de Geologia da Amazonia*, pp. 502–505, 1999.

[373] SATO, K. y YAMAJI, A.: «Embedding stress difference in parameter space for stress tensor inversion». *Journal of Structural Geology*, 2006, **28**, pp. 957–971.

[374] SCALES, J.A.; SMITH, M.L. y TREITEL, S.: *Introductory Geophysical Inverse Theory*. Samizdat Press Golden & White River Junction, Montreal, 1994.

[375] SCHENK, C.J.; VIGER, R.J. y ANDERSON, C.P.: «Maps showing geology, oil and gas fields, and geologic provinces of the South American region». *Open-File Report 97-470D*, U.S. Geological Survey, 1998.

[376] SCHNEIDER, A.: *Eruptive processes, mineralization and isotopic evolution of the Los Frailes Karikari region, Bolivia*. Ph.d. thesis, Imperial College of Science and Technology, University of London, London, 1985.

[377] SCHRIER, J.S.: «The block punch test». *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 1988, **38**, pp. 121–126.

[378] SCOTESE, C.R.: *Atlas of Earth History*. Número 1 en Paleogeography. PALEOMAP Project, Arlington, 2001.

[379] ——: «A Continental Drift Flipbook». *Journal of Geology*, 2004, **112**, pp. 729–741.

[380] SCOTESE, C.R. y MCKERROW, W.S.: *Paleozoic Paleogeography and Biogeography*. memoir Revised world maps and introduction, pp. 1–21. 12. Geological Society of London, London, 1990.

[381] SELLEY, R.C.; COCKS, L.R.M. y PLIMER, I.R. (Eds.): *Encyclopedia of Geology*. Elsevier, Londoon, 1^{a} edición, 2004. ISBN 0-12-636380-3.

[382] SERAFIM, J.L. y GUERREIRO, J.P.: «Shear strength of rock masses at three Spanish dam sites». En: *Proceedings of the International Symposium on Rock Mechanics*, pp. 147–157. Editoral Blume, Madrid, 1968.

[383] SERATA, S.; KIKUCHI, S. y MIZUTA, Y.: «Double fracture method for in-situ stress measurement in brittle rock». *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1992, **25**, pp. 89–108.

[384] SERRANO, A.A.: *Mecánica de las rocas*. volumen 1. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, 4^{a} edición, 2001.

[385] SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL: «Mapa Geológico da América do Sul». http://www.cprm.gov.br, 2008. Access on June 2010.

[386] SESHAGIRI-RAO, K.; VENKATAPPA-RAO, G. y RAMAMURTHU, T.: «Discussion of paper by K.L. Gunsallus and F.H. Kulhawy: A comparative evaluation of rock strength measures». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1987, **24(3)**, pp. 193–196.

[387] SHAO, J.F.; DUVEAU, G.; BOURGEOIS, F. y CHEN, W.Z.: «Elastoplastic Damage Modeling in Unsaturated Rocks and Applications». *International Journal of Geomechanics*, 2006, **6(2)**, pp. 119–130.

[388] SHEN, B. y STEPHANSSON, O.: «Modification of the G-criterion of crack propagation in compression». *International Journal of Engineering Fracture Mechanics*, 1994, **47(2)**, pp. 177–189. Doi:10.1016/0013-7944(94)90219-4.

[389] SHEN, B.; STEPHANSSON, O. y RINNE, M.: «Simulation of borehole breakouts using FRACOD^{2D}». *Oil and Gas Science and Technology*, 2002, **57(5)**, pp. 579–590.

[390] SHOREY, P.R.; BARAT, D.; DAS, M.N.; MUKHERJEE, K.P. y SINGH, B.: «Schmidt hammer rebound data for estimation of large scale in-situ coal strength». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1984, **21**, pp. 39–42.

[391] SHUK, T.: «Unconfined compression stress-strain characteristics of rocks of low metamorphism composed of several rock types». En: *Proceedings of the 1st Congress of the International Society of Rock Mechanics*, volumen 1, pp. 319–327. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1966.

[392] SINAN ISIK, N.; ULUSAY, R. y DOYURAN, V.: «Deformation modulus of heavily jointed-sheared and blocky greywackes by pressuremeter tests: Numerical, experimental and empirical assessments». *Engineering Geology*, 2008, **101**, pp. 269–282.

[393] SINGH, D.P.: «Determination of some engineering properties of weak rocks». En: K. Akai (Ed.), *Proceedings of the International Symposium on Weak Rock*, pp. 21–24. Balkema, Tokio, 1981.

[394] SINGH, R.N.; HASSANI, F.P. y ELKINGTON, P.A.S.: «The application of strength and deformation index testing to the stability assessment of coal measures excavations». En: C.C. Mathewson (Ed.), *Proceedings of the 24th U.S. Symposium on Rock Mechanics: Rock Mechanics Theory, Experiment, Practice*, pp. 599–609. Association of Environmental and Engineering Geologists, Texas A&M University Press, College Station, Texas, 1983.

[395] SJÖBERG, J. y KLASSON, H.: «Stress measurements in deep boreholes using the Borre (SSPB) probe». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2003, **40**, pp. 1205–1223.

[396] SLOB, S.; HACK, R.; VAN KNAPEN, B. y KEMENY, J.: «Automated identification and characterization of discontinuity sets in outcropping rock masses using 3D terrestrial laser scan survey techniques». En: W. Schubert (Ed.), *Proceedings of the ISRM Regional Symposium: 53th Geomechanics Colloquy, EUROCK 2004*, pp. 439–443. Austrian Society for Geomechanics, VGE, Salzburg, Austria, 2004.

[397] SMITH, H.J.: «The point load test for weak rock in dredging applications». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 1997, **34(3–4)**, pp. 702–702.

[398] SOILTEST: *Operating instructions, concrete test hammer*. Soiltest Inc., 1976.

[399] SOLDATI FERREIRA, G.; DURAND FARFÁN, A. y SOUZA SENDRA, A.A.: «Medição de tensões in-situ em lavra e céu aberto de rochas ornamentais no município de Santo Antônio de Pádua–RJ». En: *Anais do 4^{o} Simpósio Brasileiro de Mecânica de Rochas*, Comité Brasileiro de Mecânica de Rochas, Associação Bra-

sileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Florianópolis, SC, 2006. Article 185.

[400] STIMPSON, B.: «A suggested technique for determining the basic friction angle of rock surfaces using cores». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1981, **18**, pp. 63–65.

[401] STOSE, G.W.: «Geologic map of South America, Esc. 1: 5 000 000». The Geological Society of America, American Geographical Society, 1945. U.S. Geological Survey.

[402] SUÁREZ, M. y MÁRQUEZ, M.: «Cuenca de retroarco Toarciana en Patagonia Central (Chubut Argentina) cierre, migración del arco y ambiente tectónico durante el Jurásico Medio». *Revista Geológica de Chile*, 2007, **34(1)**, pp. 63–79.

[403] SUÁREZ-BURGOA, L.O.: «Clasificación de masas de geo-materiales a partir de su estructura y resistencia, una propuesta». En: *Memorias del XII Congreso Colombiano de Geotecnia*, p. 4. Sociedad Colombiana de Geotecnia, Bogotá, Colombia, 2008.

[404] ——: *Rock mass mechanical behavior assessment at the Porce III underground hydropower central, Colombia South America*. Msc. thesis, Facultad de Minas, Universidad Nacional de Colombia, Medellín, Colombia, 2008.

[405] ——: «Relación de la resistencia a compresión uniaxial de rocas bolivianas con su clasificación genética». En: *Memorias del 7mo Congreso Suramericano de Mecánica de Rocas*, p. 3. Instituto de Ingenieros de Minas del Perú y Sociedad Peruana de Geoingeniería, Lima, 2010.

[406] SUÁREZ-BURGOA, L.O.: «On the reliability of the uniaxial compressive strength obtained from the point load index». En: Qihu Qian y Yingxin Zhou (Eds.), *Proceedings of the 12th International Congress on Rock Mechanics: Harmonizing Rock Engineering and the Environment*, volumen 1, pp. 837–839. International Society of Rock Mechanics, CRC Press, Beijing, 2011.

[407] SUÁREZ-BURGOA, L.O.; ASSIS, A.P.; CASTRO-CAICEDO, A.J. y NAVARRO-MONTOYA, A.A.: «Natural stress tensor field at the Porce III hydroelectric project, Colombia South America». En: Furen Xie (Ed.), *Proceedings of the 5th International Symposium on In-situ Rock Stress: Rock Stress and Earthquakes*, pp. 1–8. Institute of Crustal Dynamics , China Earthquake Administration, Chinese Society for Rock Mechanics and Engineering, Seismological Society of China, CRC Press, Beijing, 2010.

[408] SUÁREZ-BURGOA, L.O. y MENDIETA, H.J.: «Ensayo de corte directo en rocas con fisura predeterminada sin relleno con el equipo portátil Hoek». *Geotecnia Revista del Laboratorio de Geotecnia de la Universidad Mayor de San Simón*, 2003, **6(3)**, pp. 49–54.

[409] SUÁREZ MONTERO, M.: «Perfiles geológicos elaborados durante diversos trabajos de campo entre 1980 a 1990 en Bolivia», 2012.

[410] SULUKCU, S. y ULUSAY, R.: «Evaluation of the block punch index test with particular reference to size effect, failure mechanism and its effectiveness in predicting

rock strength». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2001, **38**, pp. 1091–1111.

[411] SUMNER, P. y NEL, W.: «The effect of rock moisture on Schmidt hammer rebound, tests on rock samples from Marion Island and South Africa». *Earth Surface Processes and Landforms*, 2002, **27**, pp. 1137–1142.

[412] SUN, J. y WANG, S.: «Rock Mechanics and Rock Engineering in China: Developments and current state-of-the-art». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2000, **37**, pp. 447–465.

[413] SUNDARAM, N. y CORRALES, J.M.: «Brazilian tensile strength of rocks with different elastic properties in tension and compression». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1980, **17**, pp. 131–133.

[414] SWOLFS, H.S.; HANDIN, J. y PRATT, H.R.: «Field measurements of residual strain in granitic rock masses». En: *Proceedings of the 3rd Congress of the International Society Rock Mechanics: Advances in rock mechanics*, volumen 2, pp. 563–568. U.S. Comittee for Rock Mechanics, National Academy of Sciences, Denver, 1974.

[415] SYARIFUDDIN, N. y BUSONO, I.: «Regional stress alignments in the Kutai Basin, East Kalimantan, Indonesia: A contribution from a borehole breakout study». *Journal of Asian Eartrh Sciences*, 1999, **17(1–2)**, pp. 123–135. Doi:10.1016/S0743-9547(98)00049-X.

[416] TAKAHASHI, T.: «ISRM Suggested Methods for land geophysics in rock engineering». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2004, **41**, pp. 885–914.

[417] TARANTOLA, A. y VALETTE, B.: «Generalized non-linear inverse problem solved using the least square criterion». *Reviews of Geophysics and Space Physics*, 1982, **20**, pp. 219–232.

[418] TASELAAR, F.: «Report on the development of a rock punch apparatus». *Internal publication engineering geology*, Faculty of Mining and Petroleum Engineering, University of Technology Delft, The Netherlands, 1982.

[419] TEIXEIRA, W.; TASSINARI, C.C.G.; CORDANI, U.G. y KAWASHITA, K.: «A review of the geochronology of the Amazonian Craton, tectonic implications». *Precambrian Research*, 1989, **42**, pp. 213–227.

[420] TEIXEIRA, W.; TOLEDO, M.C.; FAIRCHILD, T. y TAIOLI, F.: *Decifrando a terra*. Companhia Editora Nacional, São Paulo, 2000.

[421] TERZAGHI, K.: *Rock defects and load on tunnels supports*. capítulo Rock tunnelling with steel supports. Commercial Sheering & Stamping Co., Yougstown, 1946.

[422] TERZARIOL, R.: «Cinco décadas de ingeniería geotecnica en Argentina (1875-1925)». En: *Memorias del 18vo Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica, CAMSIG 2006*, pp. 1–49. Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica, Sociedad Argentina de Ingeniería Geotécnica, San Juan, 2006.

[423] THIELE, R. y PINCHEIRA, M.: «Tectónica transpresiva y movimiento de desgarre en el segmento sur de la zona de falla de Atacama–Chile». *Revista Geológica de Chile*, 1987, **31**, pp. 77–94.

[424] THOMPSON, P.M.; CORTHÉSY, R. y LEITE, M.H.: «Rock stress measurements at great depth using modified doorstopper gauge». En: K. Sugawara y Y. Obara (Eds.), *Proceedings of the International Symposium on Rock Stress and Rock Stress Measurement*, pp. 59–64. A.A. Balkema, Rotterdam, Tokio, Japan, 1997.

[425] TSIAMBAOS, G. y SABATAKAKIS, N.: «Considerations on strength of intact sedimentary rocks». *Engineering Geology*, 2004, **72**, pp. 261–273.

[426] TSIDZI, K.E.N.: «A quantitative petrographic characterization of metamorphic rocks». *Bulletin of the International Association of Engineering Geology*, 1986, **33**, pp. 3–12.

[427] ——: «Point load-uniaxial compressive strength correlation». En: W. Wittke (Ed.), *Proceedings of the 7th Congress of the International Society of Rock Mechanics*, volumen 1, pp. 637–639. Balkema, 1991.

[428] TULLIS, T.E.: «Reflections on measurement of residual stress in rock». *Pure and Applied Geophysics*, 1977, **115(1–2)**, pp. 57–68.

[429] TURNER, G.J.: *Gyroscopes: An introduction for students, engineers and pilots*. Brightfusion Ltd, London, 1^a edición, 2007. ISBN 955436109.

[430] ULUSAY, R. y GÖKCEOGLU, C.: «The modified block punch index test». *Canadian Geotechnical Journal*, 1997, **34**, pp. 991–1001.

[431] ULUSAY, R.; GÖKCEOGLU, C. y SULUKCU, S.: «Draft ISRM suggested method for determining block punch strength index (BPI)». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2001, **38(8)**, pp. 1113–1119.

[432] ULUSAY, R.; TURELI, K. y IDER, M.H.: «Prediction of engineering properties of a selected litharenite sandstone from its petrographic characteristics using correlation and multivariate statistical techniques». *Engineering Geology*, 1994, **38**, pp. 135–157.

[433] U.S. BUREAU OF RECLAMATION: *Engineering Geology field manual: Field index tests*. U.S. Bureau of Reclamation & U.S. Departtment of Interior, 1^a edición, 1998.

[434] VAN HEERDEN, W.L.: «*In-situ* complete stress-strain characteristics of large coal specimens». *Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy*, 1975, **75(8)**, pp. 207–217.

[435] VAN IMPE, W. y DUPONT, E.: «Een nieuw apparaat ter bepaling van de eenassige breuk-trekweerstand van rotsmonsters». *Publicatie 10*, Laboratorium voor Grondmechanica van de Rijksuniversiteit, Univesiteit Gent, Belgium, 1982.

[436] VILES, H.; GOUDIE, A.S.; GRAB, S. y LALLEY, J.: «The use of the Schmidt hammer and Equotip for rock hardness assessment in geomorphology and heritage science: A comparative analysis». *Earth Surface Processes and Landforms*, 2011, **36(3)**, pp. 320–333. Doi: 10.1002/esp.2040.

[437] VILLAESCUSA, E.; SETO, M. y BAIRD, G.: «Stress measurements from oriented core». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2002, **39**, pp. 603–615.

[438] VON KÁMÁN, TH.: «Festigkeitsversuche unter allseitigem Druck». *Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure*, 1911, **55(42)**, pp. 1749–1757.

[439] VONK, R.A.: *Softening of concrete loaded in compression*. Ph.d. thesis, Technische Universiteit Eindhoven, Eindhoven, The Netherlands, 1992.

[440] WANG, G. y KENNERT RÖSHOFF, Q.F.: «A new approach to tunnel digital geological mapping using 3D terrestrial laser scanning technique». En: J.A. Hudson; L.G. Tham; Xua-Ting Feng y A.K.L. Kwong (Eds.), *Proceedings of the ISRM Sponsored International Symposium on Rock Mechanics: Rock Characterization, Modelling and Engineering Design Methods, SINOROCK2009*, volumen 1, pp. 331–335. The University of Hong Kong, Hong Kong, 2009.

[441] WEIGHT, W.D. y SONDEREGGER, J.L.: *Manual of applied field hydrogeology*. McGraw-Hill, New York, 2001.

[442] WELTMAN, A. y HEAD, J.H.: *Site investigation manual*. Número 25 en Special Publication. Property Services Agency CIRIA, London, 1983. PSA Civil Engineering Technical Guide # 35.

[443] WIJK, G.: «Some new theoretical aspects of indirect measurements of tensile strength of rocks». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 1978, **15**, pp. 149–160.

[444] WINDSOR, C.R.; CAVIERES, P.; VILLAESCUSA, E. y PEREIRA, J.: «Reconciliation of strain, structure and stress in the El Teniente mine region, Chile». En: M. Lu; C.C. Li; H. Kjorholt y H. Dahle (Eds.), *Proceedings of the International Conference on In Situ Rock Stress*, pp. 533–540. Taylor & Francis Group, London, Trondheim, Norway, 2006.

[445] ——: «Rock stress tensor measurements at El Teniente mine, Chile». En: M. Lu; C.C. Li; H. Kjorholt y H. Dahle (Eds.), *Proceedings of the International Conference on In Situ Rock Stress*, pp. 67–72. Taylor & Francis Group, London, Trondheim, Norway, 2006.

[446] WISE, D.U.; DUNN, D.E.; ENGELDER, J.T.; GEISER, P.A.; HATCHER, R.D.; KISH, S.A.; ODOM, A.L. y SCHAMEL, S.: «Fault related rocks, suggestions for terminology». *Geology*, 1984, **12**, pp. 391–394.

[447] WITTKE, W. y LOUIS, CL.: «Quelques essais rapides pour determiner les caracteres mecaniques dês materiaux rocheoux». En: *Colloque de Geotécnique*, Com. Franç. Mec. Sols., Toulouse, 1969. Question 2.

[448] WOLF, P.R. y DEWITT, B.A.: *Elements of photogrammetry with applications in GIS*. McGraw-Hill, Boston, 3^a edición, 2000.

[449] WOOD, L.E. y DEO, P.: «A suggested System for Classifying Shale Materials for Embankments». *Bulletin of the Association of Engineering Geologists*, 1975, **12(1)**, pp. 39–55.

[450] WOROTNICKI, G.: *Comprehensive rock engineering excavation, support and monitoring*. capítulo CSIRO triaxial stress measurement cell, pp. 329–394. Pergamon, Oxford, 1993.

[451] WYLLIE, D.C.: *Foundations on Rock*. E&FN Spon, London, 2^a edición, 1999.

[452] XU, S.; DE FREITAS, M.H. y CLARKE, B.A.: «The measurement of tensile strength or rock». En: *Proceedings of the ISRM Symposium on Rock Mechanics and Power Plants*, pp. 125–132. Madrid–Spain, 1988.

[453] XU, S.; GRASSO, P. y MAHTAB, M.A.: «Use of Schmid hammer for estimating mechanical properties of weak rock». En: D.G. Price (Ed.), *Proceedings of the 6th International Association for Engineering Geology Congress*, pp. 511–519. International Association for Engineering Geology, Balkema Rotterdam, Amsterdam, Netherlands, 1990.

[454] YANG, Z.Y. y CHEN, G.L.: «Application of self-affinity concept to the scale effect of joint roughness». *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1999, **32(3)**, pp. 221–229.

[455] YILMAZ, I.: «Evaluation of shear strength of clayey soils by using their liquidity index». *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2000, **59**, pp. 227–229.

[456] YILMAZ, I. y SENDIR, H.: «Correlation of Schmidt hammer rebound number with unconfined compressive strength and Young's modulus in gypsum from Sivas (Turkey)». *Engineering Geology*, 2002, **66**, pp. 211–219.

[457] YOSHINAKA, R.; OSADA, M.; PARK, H.D.; SASAKI, T. y SASAKI, K.: «Practical determination of mechanical design parameters of intact rock considering scale effect». *Engineering Geology*, 2008, **96**, pp. 173–186.

[458] YOSHINAKA, R.; YOSHIDA, J.; ARAI, H. y ARISAKA, S.: «Scale effects on shear strength and deformability of rock joints». En: *Proceedings of the 2nd International Workshop on Scale Effects in Rock Masses*, pp. 143–149. Lisbon–Portugal, 1993.

[459] YOUNG, R.P. y FOWELL, R.J.: «Assessing rock discontinuities». *Tunnels and Tunnelling*, 1978, **June**, pp. 45–48.

[460] ZANG, A. y STEPHANSSON, O.: *Stress field of the earth's crust*. Springer Verlag, Berlin, 1^a edición, 2010.

[461] ZHANG, L.: *Drilled shafts in rock analysis and design*. Taylor & Francis, London, UK, 1^a edición, 2004. ISBN 90-5809-650-5.

[462] ZHANG, L. y EINSTEIN, E.E.: «Estimating the Mean Trace Length of Rock Discontinuities». *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 1998, **31(4)**, pp. 217–235.

[463] ZHENG, Z.; KEMENY, J. y COOK, N.G.W.: «Analysis of borehole breakouts». *Journal of Geophysical Research*, 1989, **94(B6)**, pp. 7171–7182. Doi:10.1029/JB094iB06p07171.

[464] ZOBACK, M.D.; BARTON, C.A.; BRUDY, M.; CASTILLO, D.A.; FINKBEINER, T.; GROLLIMUND, B.R.; MOOS, D.B.; PESKA, P.; WARD, C.D. y WIPRUT, D.J.: «Determination of stress orientation and magnitude in deep wells». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 2003, **40**, pp. 1049–1076.

[465] ZOBACK, M.D.; MOOS, D.L.; MASTIN, L. y ANDERSON, R.N.: «Wellbore breakouts and in situ stress». *Journal of Geophysical Research*, 1985, **90(B7)**, pp. 5523–5530.

Índice alfabético

índice
  absorción, 418
  carga puntual simple, 358
  clasificación, 88
  de calidad de la roca, 196
  de recuperación, 196
  de sólidos recuperados, 196
  descriptivo, 88
  geo-mecánico, 88
  macizo rocoso, 426
  petrográfico, 320

abrasividad, 183
acuífero, 70
adakita, **45**
aglomerante, 357
aguja, 170
anclaje, 114, 167, 296
Andes, 3, **42**, 50, 235
andesita, 45, 48
anfíbol, 64
anfibolita, 43
anisotropía, 272
apíque, *véase* calicata
arcilla, 207, 425
arcillolita, 65, 418
arenisca, 65, 270, 272, 349, 418
Argentina, 7, 13, 14, 16, 22, 41, 42

barra, **194**, 198
  agripe, 194
  atrape, 173
  de hincado, 174
  Kelly, 187
barrena, 163, 176
  cerrada, 180
barrenación, **176**, 211
  Becker, 180
  circulación reversa, 182, 284
  lavado del hoyo, 178
  manual, 176
  percusión neumática, 181, 182
  percusión por cable, 177
  suelo cohesivo, 177
  suelo no-cohesivo, 177
barrenar, **172**
barril
  de núcleos, 189, 193
basalto, 45
bentonita, 175, 178, 195
Biot, **18**
  coeficiente, 273
Bolivia, 5, 9, 10, 22, 42, 67
bombeo
  prueba de, 283
brújula
  Brunton, 115
  Clar, 108, 113, 115, 121
  Freiberger, 92
  giróscopa, 114
Brasil, 8, 13, 16, 22, 35, 267, 397
brecha, 70
broca
  carburo de tungsteno, 174, 334
  cava-poste, 185
  de balde, 188

de base, 187
diamantada, 277
espiral, 185
hélice continua con eje hueco, 186
helicoidal, 185
manual, 184
buzamiento, 112, 164, 201
aparente, 201
dirección de, 112

cable
rosario, 168, 306
calcita, 420
calicata, **206**
caliza, 65, 418
camisa, 174, 177, 187
campo
presiones de fluidos, **269**
local, **273**
puntual, **275**
tensores de esfuerzos residuales, **266**
tensores esfuerzos naturales, **213**
litostático, 226
local, **239**
modelo, **223**
pre-consolidación, 229
puntual, **242**
regional, **231**
tectonismo, 229
triaxial, 228
carga
aplicación, 374
ensayo
compresión triaxial, 303
compresión uniaxial, 302
diametral, 299
multi diametral, 300
presión de cámara, 299
placa de, 375
velocidad, **379**
Caribe
sistema montañoso, **46**
casing, *véase* camisa
cataclasita, 69
celda
biaxial, **412**
cilíndrica hueca, **412**
triaxial
axisimétrica, 24, **407**
verdadera, **410**

censoring, *véase* sesgo
Chile, 7, 13, 21, 22, 43
circulación directa, 189
circunferencia de rastreo, 120
clinoregla, 114
coalescencia, 352, 406
coeficiente de restitución, 293, **356**
cohesión, 69
primaria, 69
secundaria, 70
Colombia, 4, 6, 13, 22, 46
Colonia, 10
color, 95
cartilla, 92, 329
material rocoso, **329**
compresibilidad, 373
concentración de carga, 211
contenido de humedad, 323
core, *véase* muestra núcleo
barrel, *véase* barril de núcleos
discing, *véase* fragmentación en discos
discking, *véase* fragmentación en discos
drilling, *véase* perforación corte anular
logging, *véase* muestra núcleo interpretación
corte directo
ensayo
campo, **304**
laboratorio, **382**
máquina Hoek, 383
máquina laboratorio, 386
cratón
bb, 35
creep, 310
cuadripolo, 149
cuarcita, 272
cuarteo, 169
cuerpo de prueba
impregnación, 327
preparación, **322**
selección, 328
verificación, 324

daño
zona de, 211
dacita, 45
datación, 321
deformación, 217
cuerpo de prueba, 406
degradación, 422
densidad, **341**

in-situ, **287**
relativa, **392**
deriva continental, **29**
desleimiento, 418
diagrafía
convencional de resistividad, 156
de pozo, 205
de video, 123
dilatómetro
Goodman, 315
dilatancia, 132, 309, 387, 406
diorita, 48
diquita, 205
discontinuidad
abertura, **133**
cantidad, 120
espaciamiento, **121**
familia, **117**
flujo, **134**
indicador de esfuerzo, 240
intensidad, 271
orientación, 120
persistencia traza, 99, 120, **124**, 125, 127
polo, 116
propiedades, 103, 106, 108, 112
relleno, **134**
rugosidad, **127**
dolerita, 224
dromocrona, 144
DTH, *véase* barrenación percusión neumática
Dupuit
criterio, 284
dureza, 183, **331**, 336
Knoop, **332**, 337
Leeb, 337
Mohs, **331**
Shore, **334**, 337

Ecuador, 7, 46
elasticidad, 79, 370
electrodo, 151
ensanchador, 191
ensayo
campo, **286**
aventón, 284
carga de placa, 299
carga diametral, 299
carga multi diametral, 300
carga presión de cámara, 299
compresión triaxial, 303
compresión uniaxial, 302
corte directo, 304
de impacto, 287
deformación, **295**
densidad, 287
dilatométrico, 315
gateo de placa, 299
gato plano, 295
infiltración, **276**
Lugeon, *véase* ensayo campo obturación
obturación, 285
penetración, **294**
permeabilidad, **280**
pozo inspección hidráulica, 276
presión, *véase* ensayo campo obturación
presiométrico, 311
propagación de ondas, **294**
prueba de bombeo, 283
refracción sísmica, 123
relajación de cavidad, 301
resistencia, 302
carga puntual múltiple, **365**
carga puntual simple, 92, **358**
escalonado, 309, 311
laboratorio, 147, **316**
anillo, 401
aplicación carga, 374
biaxial, **412**
Brasilero, 396
cilíndrico hueco, **412**
compresión uniaxial, **403**
cono de indentación, 334
corte directo, **382**
densidad, 341
desleimiento, **418**
difracción de rayos X, 267, **320**
durabilidad, **413**
dureza, 331
flexión, 400
gravedad específica, 339
humedad, 329
ICP-MS, 320
Los Ángeles, 422
Luong, 401
mesa inclinada, 380
permeabilidad, 349, 393
propagación ondas, **351**
punzado de bloque, 367
rebote, 349
sección delgada, 317

SEM, 321
tracción directa, 395
tracción indirecta, 396
triaxial axisimétrica, **407**
triaxial verdadero, **409**
Pundit, 351
equilibrio, 216
equipo
básico de seguridad, 91
reconocimiento visual, 92
erosión, 61, 77, 229
escariador, *véase* ensanchador
esfuerzo, 217
in-situ, **213**
estimación puntual, **242**
estrategia ISRM, **263**
fracturación hidráulica, **244**
fracturas pre-existentes, **247**
indicadores por discontinuidades, 240
mét. alivio en hoyos, **248**
mét. análisis rompimientos, 259
mét. gatos planos, **258**
método de fragmentación, 261
método integrado de determinación, 240
método WASM, 262
mapa de, **238**
campo de, 218
desviador, 233
diferentes definiciones, **221**
efectivo, **272**
estado de, 216
magnitud, 214
natural, 224
notación, 217
pre-existente, 79
principal, 219, 273
redistribución, 211
regional, 72
tensor de, **218**, 218
trayectoria, 220
vector, 215
esquisto, 43, 191, 418
estaño, 49
estabilidad, 183
Estados Unidos de Norte América, 21, 412

falla, 67
activa, 73
actividad, 73, 240
anastomasada, 67, 72
charnela, 71
de primer orden, 72
de segundo orden, 72
espejo de, 73
geológica, 233, 241, 263
interplaca, 76
intraplaca, 76
línea de, 67
megafalla, 71
plano de, 67
regional, 67
vergencia de una, 67
zona de, 67, 71
filita, 41
fisura
propagación, 406
flysch, 48
fotografía, 94, 107
fotogrametría, **89**, 107, 204
fotomapa, 89, 108
fractal, 100
fractografía, 117, **205**
fractura
azimutal, 246
concoide, 170, 322
hidráulica, 244
fragmentación en discos, 244, **261**
fuerza, 216
gravedad, 223
tectónica, 223

galería
exploración, 210
galga extensométrica, 400
gato, 308
plano, 22, **258**, **295**
geófono, 144
geofísica, **141**
de exploración, 141
geoforma, 76
geología
local, **79**
regional, **56**
geotecnia, 20, 148, 294
GIS, 82
gneis, 97
GPS, 91
granito, 313
granitoide, 41
granulometría, 319, **390**

gravedad
  específica, **339**
    petrografía, 340
    picnómetro, 339

Haigh-Westergaard, **220**, 413
Heim, regla de, **226**
hoyo
  de perforación, 123, 172

igmimbrita, 42
Inca, 6, 9
indentador
  Knoop, 333
influencia
  zona de, 211
ingeniería, 79, 274, 275
  civil, 4, 11, 12, 15
  petrolera, 5
  rocas, **16**, 221
  trabajo, **85**
intercambio catiónico, 425
inversión de datos, 239
investigación
  aleatória, 88
  intensidad de, 86
  parcializada, 88
inyección, 175
ISRM, **19**, 110, 114, 128, 144, 263

Kaiser
  efecto, 262
kaolinita, 60
kaquirita, 69, 327

límite de consistencia, 390
línea de rastreo, 103, 123, 124
levantamiento
  parcial, 100
limonita, 418
lineamiento, 57, 73
Lode
  ángulo, 411
lutita, 7, 42, 65, 146, 177, 191, 270, 346, 420
luz
  relación de, 95

Müller, **17**, 19
método
  estadístico, 99
  numérico, 260, 266
macizo rocoso
  alivio, 250, 251
  calidad, 13
  caracterización, 1, 3, 426
  clasificación, 88
  descripción, 1
  disciplina, **16**
  hombre, 6
  resistencia rotura, 183
  volumen del, 85
martillo
  Becker, 180
  cateador, 91, 110
  ODEX, 200
  Schmidt, 92, 110, 111, **287**, 336, 338, **349**, 381
material rocoso
  abrasividad, **422**, 423
  desintegración, 421
  durabilidad, 413
  firmeza, 414
mecánica
  macizo rocoso, **2**
  roca, 2, 15, 20, 21, 23
  sólido, 3, 217
  suelo, 3, 299
meteorización, 59, 100, 313
micro-fisura, 211, 319, 355
milonita, 69
minería, 5, 10, 15, 182
modelo
  geotécnico, 2
  Griffith, 398
  régimen de falla Anderson, 231
molasa, 46, 48, 50
muestra, 161
  alterada, 161
  de mano, 161
  estadística, 102
  intacta, 161
  manipuleo, 172, 197
  núcleo, 189
    interpretación, 202
  orientada, 164
muestreo
  con herramientas, 163
  estratificado aleatorio, 102
  por cable, 168
  simple aleatorio, 102

núcleo, *véase* muestra núcleo
nicho de ensayo, 258
notación, 114, 219
  color, 330
  esfuerzo, 217

obras subterráneas, 14
onda
  P, 158, 352
  S, 158
overcoring, 249

pérdida de masa, 424
Packer test, *véase* ensayo campo obturación
parámetro
  sismogénico, 78
partidor hidráulico, 170
Perú, 9, 22
  Cuzco, 7
perforabilidad, 183, 319
perforación, **183**
  balde, 188
  corte anular, 189
  espuma, 175
  fluido, **174**, 195
  hélice continua, 185
  hélice corta, 187
  manual, **184**
  ODEX, 199
  orientada, 120, 201, 262
  profunda, 200
  trituración, 198
  wireline, 193
perforar, 172
peridodita, 46
permeabilidad, 70, 247, **349**, 393
  efectiva, 349
  primaria, 349
  secundaria, 348
persistencia, *véase* discontinuidad persistencia
    traza
peso unitario, **341**, 392
petrogrtafía, 317, 340
pirita, 420
pizarra, 191
placa
  bisagra, 376
  cepillo, 378
  de carga, 375
  rígida, 376
  tipos, **377**
plataforma
  patagónica, **41**
  sudamericana, 35
pliegue, 72
población
  levantada, 102
  muestrada, 102
  objetivo, 102
polímero, 329
porcelana
  impresión en, 330
poro-elasticidad, 17
poroelasticidad, 274
porosímetro, 345
porosidad, 319, **342**, 346
  cavitacional, 348
  dual, 347
  efectiva, 342
  primaria, 348
  secundaria, 348
  total, 345
pozo
  exploración, 210
prensa, 24, **369**
  rigidez, 372, 405
presión, **269**
  anómala, 274
  de reposo, 314
  hidrodinámica, 273
  hidrostática, 66, 273
  intersticial, 183
prospección
  destructiva, **161**
  no destructiva, **141**
proyección
  estereográfica, 131, 216, 219

rastreador, 108
recristalización
  dinámica, 69
  syntectónica, 69
residuo insolule, 425
resistencia
  compresión uniaxial, 62, 110, 403
  corte, 392
  ensayo de campo, 302
  tracción uniaxial, 395
resistividad, 149
resitencia

no-confinada, 392
rigidez, 370
rima, *véase* ensanchador
roca, **58**
ígnea, 63
blanda, 191, 386
clasificación genética, 61
friable, 193
metamórfica, 64
salina, 66
sedimentaria, 65
Rocha, **19**, 21
rompimiento
anómalo, 260
RQD, *véase* índice de calidad de la roca
rugosidad, 129
ángulo de, 129
longitud base, 130
rumbo, 113

salvanda, 70, 266
saprolito, 25, 294
sarta, 173, **191**
scanner, *véase* rastreador
Schlumberger
arreglo, 150
servo, 405
control, 309
sesgo
corrección, 117
sierra
diamantada, 169
sineclisa, 35, **37**
sismo, **57**, 78, 224
mecanismo focal, 233
Slake test, *véase* ensayo laboratorio desleimiento
smectita, 420
sobrecapa, 148
sonda
axial USBM, 252
biaxial CSIR, 253
Borre, 255
CCBO-DCCBO, 256
CSIRO-HI, 253
DDGS del MLEP-AEC, 257
Doorstopper, 257
STT-Furnas, 253
triaxial CSIR, 255
sondeo
eléctrico transversal, 150
eléctrico vertical, 150
geofísico, 141
convencional de resistividad, 156
hoyos cruzados en base de pozo, 157
profundo, **154**, 159
reflexión sísmica, 148
refracción sísmica, **144**
resistividad eléctrica, **149**
superficial, **144**
SPT, 294
Sudamérica, 244, 427
estado del conocimiento, **22**
sudamérica, **27**
geología, **34**
región morfoestructural, **30**
suelo, **58**, 60, 178, 180, 184, 189, 191, 294, 320, 390
límite con la roca, 61
residual, 60, 61
transportado, 60

túnel, 136, 301
exploración, 210
tajadura, **182**, 195
Tayos, 7
tenacidad, 183, 364
tensión, 218
tensor, 216
de esfuerzos, 218
tephra, 65
Terzaghi, 3, **17**, 79
tiempo geológico, **28**
tilita, 41, 42
Tilt test, *véase* ensayo laboratorio mesa inclinada
tomografía de resistividad eléctrica, 150
topografía, **90**, 136, 224
trabajo de campo, 91
trenes de alta velocidad, 15
triaxial
axisimétrico, 228
tricono, 198
trinchera, **208**
turbidita, 46

undercoring, 250
unidad
de velocidad de propagación de onda, 146
geofísica, 143
hidroestratigráfica, 272

Venezuela, 22, 78
ventana de rastreo, 126
voladura, 211
volumen
  elemental representativo, 242, 264
  equilibrio, 267
  perturbación, 239, 263

Washburn
  ecuación, 345
Wenner
  arreglo, 150

zapata, 174
zona
  de transición, 68
  de corte, 72